

**ESTUDO EM LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE MISTURAS BETUMINOSAS UTILIZADAS
EM PISTAS EXPERIMENTAIS**

ANA PAULA PESTANA CARDOSO

Porto Alegre

Julho 2002

ANA PAULA PESTANA CARDOSO

**ESTUDO EM LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE MISTURAS BETUMINOSAS UTILIZADAS
EM PISTAS EXPERIMENTAIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre

Julho 2002

C268e Cardoso, Ana Paula Pestana

Estudo em laboratório do comportamento mecânico de misturas betuminosas utilizadas em pistas experimentais / Ana Paula Pestana Cardoso ; orientador, Jorge Augusto Ceratti. -- Porto Alegre, 2002.

Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

1. Asfalto modificado - Polímeros. 2. Asfalto modificado - Ensaios. I. Ceratti, Jorge Augusto, orient. II. Título.

CDU 625.85(043)

ANA PAULA PESTANA CARDOSO

**ESTUDO EM LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE MISTURAS BETUMINOSAS UTILIZADAS
EM PISTAS EXPERIMENTAIS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 15 de julho de 2002

Prof. Jorge Augusto Ceratti
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro
orientador

Prof. Dr. Francisco de Paula Simões Lopes Gastal
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^a Liedi Bariani Benucci (EPUSP)
D.Sc pela Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo

Prof. Glauco Tulio Pessa Fabbri (EESC/USP)
D.Sc. pela Escola de Engenharia de São Carlos
– Universidade de São Paulo

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Dedico este trabalho ao meu marido, Darci,
e à minha filha, Carolina.

AGRADECIMENTOS

Eu gostaria de agradecer a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram, e que foram fundamentais para que essa dissertação se concretizasse.

O primeiro agradecimento é para a pessoa que me fez acreditar que o mestrado seria o início de uma nova vida, com muitas dificuldades mas também com muito crescimento pessoal e profissional. Hoje a minha grande satisfação em ter feito o mestrado eu devo à amiga e colega de graduação, Suyen.

Ao meu orientador, José Augusto P. Ceratti, pelo incentivo e dedicação à realização deste trabalho e principalmente por ter me acolhido em um momento muito difícil no início do curso, quando soube que não havia sido selecionada para receber a bolsa, e acreditava que não mais teria condições de fazer o curso.

Agradeço a todos os professores do PPGEC/Geotecnia pelo aprendizado e incentivo recebido ao longo desta jornada.

Ao meu “braço direito” na realização dos ensaios, o técnico Carlos Ivan H. Ribas, os meus sinceros agradecimentos. A tua participação foi fundamental para que esta pesquisa se realizasse.

A todos os meus colegas de mestrado e doutorado, pelo apoio, amizade e companheirismo desfrutados ao longo destes anos.

A descoberta de grandes amigas: Hariane, Karla, Marlova, Michele, parceiras de todas as horas, e também outros, que, apesar do menor convívio, criaram laços de amizade e carinho: Gioconda, Mirtes, Gabriela (companheira de congressos), Darcy, Mário, Benetti, Eliana, Clarice, Cristiane, Pedro, Andréa, Marcelo, Marcos, Diana e Vinícius.

Ao bolsista Lélío, que mesmo trabalhando em outra pesquisa, nunca se negou a me ajudar a qualquer hora que fosse. Muito obrigado pela tua dedicação.

À Coordenadoria de Programas Especiais – DAER/RS, por ter me incentivado e permitido concluir o meu trabalho.

À Unidade de Normas e Pesquisas do DAER/RS-UNP, por ter participado ativamente da minha pesquisa. Agradeço a toda equipe de engenheiros e laboratoristas que de forma incansável me atenderam. Aproveito para fazer um agradecimento especial ao colega e amigo Cledir, que infelizmente não poderá comemorar comigo esta conquista, pelos momentos de trabalho e alegria que passamos juntos.

Durante toda esta jornada três colegas foram indispensáveis para que eu pudesse concretizar essa dissertação. Fernando, Luciano e Tiago, pela imensa paciência, disponibilidade e dedicação que tiveram em me ajudar a realizar os ensaios e a enfrentar as dificuldades existentes, um muito obrigado do fundo do coração. Realmente, não tenho palavras para agradecer.

Aos meus familiares (irmãos, sogra, sogro e cunhados), que durante todo este período estiveram sempre dispostos a me apoiar e incentivar, ficando muitas vezes com a minha filha para que eu pudesse realizar os ensaios à noite e finais de semana. Não preciso dizer que amo todos vocês.

Aos meus pais, honra e gratidão, pelo amor, dedicação e carinho que sempre recebi. Obrigado, por vocês terem sido muitas vezes os pais da Carol. Amo vocês.

Agradeço ao meu marido, pelo amor, amizade, paciência, apoio e companheirismo. Por ter sido o meu maior incentivador, por ter sido o pai, a mãe, a dona de casa, durante todo este período, com a maior dedicação. E, por último, àquela que é o meu bem mais precioso, minha filha Carolina, pelo amor, carinho, paciência e compreensão. Vocês são maravilhosos, eu amo muito vocês.

SUMÁRIO

LISTA DE QUADROS	IX
LISTA DE TABELAS	X
LISTA DE FIGURAS	XII
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS.....	XV
RESUMO	XVII
ABSTRACT	XVIII
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVO DA PESQUISA	3
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	5
2.2 AGREGADO	6
2.2.1 Granulometria	9
2.2.2 Forma	10
2.2.3 Absorção de água	10
2.2.4 Resistência ao choque e ao desgaste	11
2.2.5 Durabilidade	11
2.2.6 Limpeza	12
2.2.7 Adesividade	12
2.2.8 Massa específica aparente	13
2.2.9 Densidade real e aparente do grão	14
2.3 LIGANTE	15
2.3.1 Cimento asfáltico de petróleo	18
2.3.2 Asfalto modificado com polímeros	25

2.4	MISTURA BETUMINOSA	31
2.5	COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS BETUMINOSAS ..	36
2.5.1	Fenômeno da fadiga	43
2.5.2	Deformação permanente	61
2.5.3	Condutividade hidráulica	70
2.5.4	Alguns estudos sobre o comportamento mecânico de misturas betuminosas	71
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	78
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	78
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS NA MISTURA ASFÁLTICA	80
3.2.1	Natureza e procedência	80
3.2.1.1	Agregados	80
3.2.1.2	Aglutinantes	88
3.3	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	91
3.3.1	Seleção, manuseio e preparação de agregados	92
3.3.2	Moldagens dos corpos-de-prova	92
3.3.3	Determinação da estabilidade e fluência (ensaio Marshall)	93
3.4	ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA	97
3.5	ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	101
3.6	ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	104
3.7	ENSAIO DE FADIGA	108
3.8	ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (PERMEÂMETRO DE PAREDE FLEXÍVEL)	110
3.9	ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA PERDA POR DESGASTE DE MISTURAS BETUMINOSAS	113
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	115
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	115
4.2	ENSAIOS REALIZADOS COM CORPOS DE PROVA MOLDADOS EM LABORATÓRIO	115
4.2.1	Ensaio Marshall	116
4.2.2	Ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração	121
4.3	ENSAIOS REALIZADOS COM CORPOS DE PROVA EXTRAÍDOS DAS PISTAS EXPERIMENTAIS	123
4.3.1	Ensaio de módulo de resiliência	126

4.3.2	Ensaio de resistência à tração	128
4.3.3	Ensaio Cantabro	130
4.3.4	Ensaio de fadiga	132
4.3.5	Ensaio de condutividade hidráulica	134
4.3.6	Ensaio de deformação permanente	136
4.3.7	Correlação dos resultados de módulo de resiliência, resistência à tração e deformação permanente específica com o volume de vazios das misturas estudadas	137
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	141
5.1	CONCLUSÕES	141
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	145
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	146

LISTA DE QUADROS

QUADRO 2.1 Histórico da utilização do asfalto pelo homem	16
QUADRO 2.2 Trechos de rodovias com asfalto modificado	27
QUADRO 3.1 Granulometrias individuais dos agregados	81
QUADRO 3.2 Composição granulométrica da mistura dos agregados	82
QUADRO 3.3 Massa específica dos agregados	82
QUADRO 3.4 Granulometrias individuais dos agregados	85
QUADRO 3.5 Composição granulométrica da mistura dos agregados	86
QUADRO 3.6 Massa específica dos agregados	86
QUADRO 3.7 Valores das constantes R e A	95

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1	Especificações para cimento asfáltico de petróleo – CAP, classificação por viscosidade (DNC 5/18.02.93)	23
TABELA 2.2	Especificações para cimento asfáltico de petróleo – CAP, classificação por penetração (DNC 5/18.02.93)	24
TABELA 2.3	Intervalos de variação para a resistência à tração (Pinto e Preussler, 1980)	40
TABELA 2.4	Intervalos de variação para o módulo de resiliência (Pinto e Preussler, 1980)	41
TABELA 2.5	Ciclos médios de ruptura em diferentes testes (Tayebali <i>et al</i> apud Momm, 1998)	55
TABELA 3.1	Parâmetros Marshall da mistura	83
TABELA 3.2	Resultados dos ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração da mistura	83
TABELA 3.3	Parâmetros Marshall da mistura	87
TABELA 3.4	Resultados dos ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração da mistura	87
TABELA 3.5	Resultados das análises realizadas no ligante recuperado da mistura asfáltica modificada por polímero (3% SBS), pista nº 1	88
TABELA 3.6	Resultados das análises realizadas no ligante recuperado da mistura asfáltica convencional (CAP 20), pista nº 2	89
TABELA 3.7	Resultados das análises granulométricas de ambas as misturas	89
TABELA 3.8	Resultados dos ensaios de módulo de resiliência variando as temperaturas dos ensaios de 10°C, 25°C e 40°C e as espessuras das pistas de 4 cm, 6 cm e 8 cm.....	90

TABELA 3.9	Resultados dos ensaios de resistência à tração realizados a temperatura de 25°C considerando a variação das espessuras das pistas e os valores médios de resistência à tração encontrados para ambas as misturas	90
TABELA 4.1	Resultados médios dos ensaios Marshall para as misturas com asfalto convencional	116
TABELA 4.2	Resultados médios dos ensaios Marshall para as misturas com asfalto modificado	116
TABELA 4.3	Resultados médios de módulo de resiliência e resistência à tração para ambos os projetos	121
TABELA 4.4	Valores de densidade máxima teórica, densidade de campo, densidade de projeto, grau de compactação e volume de vazios da mistura com asfalto modificado com 3% SBS (pista nº 1)	124
TABELA 4.5	Valores de densidade máxima teórica, densidade de campo, densidade de projeto, grau de compactação e volume de vazios da mistura com asfalto convencional CAP 20 (pista nº 2).....	125
TABELA 4.6	Relação entre os valores de Módulo de Resiliência e valores de Resistência à Tração	130
TABELA 4.7	Valores de perda por desgaste à abrasão da mistura da pista nº 1 (3%SBS)	131
TABELA 4.8	Valores de perda por desgaste à abrasão da mistura da pista nº 2 (CAP 20).....	131
TABELA 4.9	Resultados dos ensaios de fadiga da mistura asfáltica da pista nº 1 (3%SBS)	133
TABELA 4.10	Resultados dos ensaios de fadiga da mistura asfáltica da pista nº 2 (CAP 20)	134
TABELA 4.11	Resultados dos ensaios de deformação permanente	136

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1	Esquema de envelhecimento do ligante asfáltico (Petersen <i>et al.</i> , <i>apud</i> Liberatori, 2000)	21
FIGURA 2.2	Representação esquemática dos tipos de carregamento, ensaio de tensão controlada (Motta, 1995)	45
FIGURA 2.3	Representação esquemática dos tipos de carregamento, ensaio de deformação controlada (Motta, 1995)	45
FIGURA 2.4	Representação esquemática dos tipos de carregamento, situação intermediária entre os ensaios de tensão controlada e de deformação controlada (Motta, 1995)	46
FIGURA 2.5	Esquema de deformação permanente	63
FIGURA 3.1	Vista do interior do equipamento de módulo de resiliência durante a execução do ensaio	98
FIGURA 3.2	Equipamento de módulo de resiliência	98
FIGURA 3.3	Desenho esquemático do equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência (Specht, 2000)	100
FIGURA 3.4	Vista do equipamento de compressão diametral	102
FIGURA 3.5	Exemplo de tela do programa feito em HP-VEE durante o ensaio de deformação permanente	105
FIGURA 3.6	Corte esquemático do equipamento de deformação permanente	106
FIGURA 3.7	Equipamento de deformação permanente antes da colocação da câmara termo-regulável	107
FIGURA 3.8	Vista do equipamento de deformação permanente	107
FIGURA 3.9	Equipamento de fadiga fora da câmara termo-regulável	109
FIGURA 3.10	Equipamento de Condutividade Hidráulica (Heineck, 2002).....	112

FIGURA 3.11	Permeâmetro de parede flexível (Heineck, 2002)	112
FIGURA 3.12	Ensaio de desgaste Cantabro no equipamento Los Angeles	114
FIGURA 4.1	Valores médios das densidades aparentes para as misturas com asfalto convencional e modificado	117
FIGURA 4.2	Valores médios das relações betume/vazios para ambas as misturas ...	118
FIGURA 4.3	Valores médios dos volumes de vazios para ambas as misturas	118
FIGURA 4.4	Valores médios dos vazios do agregado mineral de ambas as misturas	119
FIGURA 4.5	Valores médios das estabilidades Marshall para ambas as misturas	120
FIGURA 4.6	Valores médios das fluências Marshall para ambas as misturas	120
FIGURA 4.7	Valores médios dos módulos de resiliência de ambas as misturas	122
FIGURA 4.8	Valores médios da resistência à tração de ambas as misturas	122
FIGURA 4.9	Relação do grau de compactação, volume de vazios e espessura da pista nº1.....	123
FIGURA 4.10	Relação do grau de compactação, volume de vazios e espessura da pista nº2	123
FIGURA 4.11	Relação do módulo de resiliência com a variação de temperaturas	126
FIGURA 4.12	Resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada espessura da pista a uma temperatura de 10°C	127
FIGURA 4.13	Resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada espessura da pista a uma temperatura de 25°C	127
FIGURA 4.14	Resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada espessura da pista a uma temperatura de 40°C	128
FIGURA 4.15	Resultados dos ensaios de resistência à tração realizados a temperatura de 25°C considerando a variação das espessuras das pistas para ambas as misturas	129
FIGURA 4.16	Valores médios de resistência à tração encontrados para ambas as misturas	129
FIGURA 4.17	Resultados médios da perda por desgaste	130
FIGURA 4.18	Resultados dos ensaios de fadiga	132
FIGURA 4.19	Valores de condutividade hidráulica de cada amostra ensaiada	135

FIGURA 4.20	Valores médios de condutividade hidráulica	135
FIGURA 4.21	Valores médios de deformação permanente específica	137
FIGURA 4.22	Correlação entre o módulo de resiliência (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº 2	138
FIGURA 4.23	Correlação entre o módulo de resiliência (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº 1	138
FIGURA 4.24	Correlação entre a resistência à tração (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº 1	139
FIGURA 4.25	Correlação entre a resistência à tração (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº 2	139
FIGURA 4.26	Correlação entre a deformação específica (mm/mm) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº 1	140
FIGURA 4.27	Correlação entre a deformação específica (mm/mm) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº 2	140

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Association for Testing and Materials
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
IBP	Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás
LAPAV	Laboratório de Pavimentação
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
SHRP	Strategic Highway Research Program
UNP	Unidade de Normas e Pesquisas
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
EVA	Etileno Acetato de Vinila
SBS	Estireno-butadieno-estireno
SBR	Poli (butadieno-estireno)
LVDT	Linear variable differential transducer
RRT	Relação de resistência à tração retida
μ_r	Massa específica real do grão
μ_a	Massa específica aparente do grão
M	Massa do grão
V	Volume do material
V_s	Volume da parte sólida
V_{pi}	Volume dos poros impermeáveis
V_{pp}	Volume dos poros permeáveis
D_r	Densidade real dos grãos
D_a	Densidade aparente dos grãos
γ_a	Peso específico da água
Ps	Peso constante
Ph	Peso amostra após imersão
Pi	Peso da amostra úmida imersa, em uma cesta de malha n° 10
(Ps-Pi)	Volume de partículas sólidas
(Ph-Pi)	Volume de partículas sólidas + volume de poros preenchidos pela água
D_{ef}	Densidade efetiva
μ_{ef}	Massa específica efetiva
N	Nitrogenadas
AI	Acidafinas I
AII	Acidafinas II
P	Saturados
A	Asfaltenos
S	Saturados

Ar	Aromáticos
R	Resinas
D_a	Densidade aparente da mistura asfáltica
V_v	Volume de vazios
RBV	Relação betume/vazios
N_c	Nível de confiabilidade
MR	Módulo de resiliência
σ_d	Tensão de tração aplicada repetidamente
ϵ_r	Deformação específica axial resiliente
σ_t	Resistência à tração por compressão diametral
N	Número de repetições de carga necessários à ruptura completa da amostra
σ_c	Tensão de compressão
σ_t	Tensão de tração
K_1, K_2, n_1, n_2	Parâmetros de fadiga determinados experimentalmente
F	Carga de ruptura
F_v	Carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova
D	Diâmetro do corpo de prova
ΔH	Deformação horizontal recuperável
t	Espessura do corpo de prova
h	Altura do corpo de prova
$\sigma_{tmáx.}$	Tensão de tração máxima estática
ν	Coefficiente de Poisson
$\Delta\sigma$	Diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra
N_1, N_2	Número de duração de vida para solicitações de amplitude σ_1 e σ_2
σ_1, σ_2	Amplitude das solicitações
n_1, n_2	Número de solicitações de amplitude, σ_1 e σ_2 , a que o material foi submetido
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AASHO	American Association of State Highway and Officials
LTP-POLI-USP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
DAER/RS-ESP	Especificações técnicas do DAER/RS
DNER-ME	Métodos de Ensaio segundo o DNER
DAER/RS-EL	Métodos de Ensaio segundo o DAER/RS
MERg	Massa específica real do agregado graúdo da mistura
MERm	Massa específica real do agregado miúdo da mistura
MEAg	Massa específica aparente do agregado graúdo da mistura
VAM	Volume total de vazios formado pelo agregado
Q	vazão
ΔH_1	Carga hidráulica aplicada na amostra
A	Área transversal da amostra
L	Altura da amostra
E	Estabilidade da mistura
F	Fluência da mistura

RESUMO

ESTUDO EM LABORATÓRIO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS BETUMINOSAS UTILIZADAS EM PISTAS EXPERIMENTAIS

A presente dissertação tem como objetivo caracterizar em laboratório o comportamento mecânico de uma mistura asfáltica com cimento asfáltico convencional (CAP 20) e de uma mistura asfáltica com cimento asfáltico modificado por polímero (3% SBS), verificando as propriedades de deformação plástica, deformação elástica, fadiga, desgaste e permeabilidade das misturas. Foram realizados ensaios em corpos de prova moldados no Laboratório de Normas e Pesquisas do DAER-UNP e em corpos de prova extraídos de pistas experimentais implantadas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS – DAER/RS. Foram determinados o módulo de resiliência, a resistência à tração, desgaste Cantabro, o comportamento à fadiga, a condutividade hidráulica e a deformação permanente. Tendo em vista a provável oxidação do ligante no processo de usinagem, ficou comprometida a avaliação comparativa da mistura com asfalto modificado. A partir de então passou a se estudar o comportamento mecânico de misturas asfálticas que provavelmente sofreram processo de oxidação. De um modo geral, as misturas asfálticas estudadas apresentaram praticamente o mesmo desempenho em relação a módulo de resiliência, resistência à tração e às deformações plásticas. Em relação ao desgaste, à permeabilidade e à fadiga, a mistura asfáltica com cimento asfáltico convencional, por apresentar melhor compactação e menores volumes de vazios, apresentou melhores resultados.

ABSTRACT

LABORATORY STUDY OF BITUMINOUS MIXTURES MECHANICAL BEHAVIOR USED IN TEST SECTIONS

The objective of this work is to characterize in laboratory the mechanical behavior of an asphalt mixture with conventional asphalt cement (CAP 20) and another with polymeric modified asphalt cement (3% SBS), verifying the following properties: plastic deformation, elastic deformation, fatigue, wearing ad permeability. Tests were accomplished in specimens prepared in the laboratory, *DAER-UNP Standards and Researches Laboratory*, and others were obtained from in-place pavements, extracted at the *UFRGS-DAER/RS Pavement Research and Testing Facility*. Resilient modulus, tensile strength, Cantabro abrasion resistance, fatigue life, hydraulic conductivity and permanent deformation were determined. Considering the possible binder oxidation in the use process, a comparative evaluation with the modified cement get damaged. From then on, the mechanical behavior study of asphalt mixtures, which possibly underwent oxidation process, was considered. Broadly, the studied asphalt mixtures presented almost the same performance concerning resilient modulus, tensile strength and plastic deformation. The asphalt mixture with conventional cement, due to its better compaction and less air voids, revealed better results about wear, permeability and fatigue life.

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Nos primeiros anos do século XIX, deu-se início a utilização do asfalto para a pavimentação de estradas. O material então utilizado fazia frente às necessidades da época. Com os avanços da indústria automobilística os paradigmas para um pavimento ideal foram tendo de ser alterados, acompanhando a evolução crescente. Atualmente, novas mudanças se fazem necessárias visando melhorar a qualidade e a durabilidade do asfalto. O estudo da adição de polímeros ao Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) é a principal linha de pesquisa nesta área e atualmente tendência mundial (Silva, 2000).

O asfalto tem sido o principal aglutinante utilizado na construção de rodovias e vias urbanas. Entretanto, com a evolução da indústria automobilística ocorreu o surgimento de transportes cada vez mais sofisticados e de maior capacidade de carga. Este desenvolvimento automobilístico provocou um aumento das cargas aplicadas no pavimento, tanto em relação ao seu valor, quanto em relação ao número de aplicações dessas cargas, acarretando uma ruptura prematura da pavimentação.

Os efeitos das tensões transmitidas aos pavimentos e dos esforços causados pelo número crescente de solicitações do tráfego causam alterações na sua estrutura e danificam especialmente os revestimentos asfálticos. Outros fatores podem contribuir com este fracasso, tais como:

- a) a qualidade do revestimento, que muitas vezes, por limitação de custo, são misturas delgadas com ligantes asfálticos extremamente duros, suscetíveis às trincas de fadiga;
- b) cimentos asfálticos obtidos da composição de diferentes tipos de petróleo;

- c) falhas decorrentes de uma seleção não criteriosa dos materiais e;
- d) controles inadequados durante o processo executivo.

O conjunto destes fatores aumenta o número de acidentes, os custos de manutenção do pavimento e causa prejuízos aos usuários. Portanto, entre outras atribuições da mecânica dos pavimentos, está a de projetar e/ou executar ações corretivas para que os revestimentos asfálticos atendam as seguintes características técnicas:

- a) alta resistência mecânica da superfície, isto é, a capacidade de absorver, sem qualquer sinal de falhas, os esforços tangenciais e os efeitos de tração provenientes da aceleração dos veículos;
- b) estabilidade adequada da superfície sem deformação nas trilhas de rodas dos veículos;
- c) boas condições de durabilidade, sem perda de elasticidade do revestimento devido ao envelhecimento do ligante;
- d) textura adequada da superfície em tempo seco e úmido, sem redução da resistência à abrasão após determinado período (redução do coeficiente de atrito) (Reis e Santo, 1998).

Apesar das limitações, existem três motivos para que o asfalto continue sendo o material aglutinante mais usado no mundo inteiro nas construções rodoviárias: existe em quantidade suficiente, tem preço economicamente viável e apresenta qualidade satisfatória para o fim que se propõe.

Os engenheiros rodoviários, com o objetivo de obter pavimentos de maior durabilidade, foram pesquisar um ligante asfáltico ideal que apresentasse bom comportamento à fadiga e também boa resistência à deformação permanente. A obtenção deste ligante ideal é algo difícil, uma vez que as características necessárias para melhorar o desempenho do pavimento à fadiga podem prejudicar o desempenho do pavimento à deformação permanente.

Tentativas de encontrar este ligante ideal para melhorar o desempenho das misturas asfálticas têm sido realizadas através da adição de polímeros ao asfalto. A adição de polímeros como o estireno butadieno estireno (SBS), a borracha de estireno butadieno

(SBR) e o polietileno-vinil-acetato (EVA) vem sendo largamente estudada, por diversos pesquisadores em todo o mundo.

A utilização de polímeros para a modificação dos asfaltos visa:

- a) aumento do ponto de amolecimento e da viscosidade;
- b) diminuição da suscetibilidade térmica;
- c) resistência ao envelhecimento;
- d) pequena variação do módulo de rigidez com a temperatura;
- e) revestimento com características de módulos elásticos dinâmicos que atendam às condições a que são submetidos .

Assim, com o objetivo de melhorar o desempenho das misturas asfálticas convencionais, muitos modificadores vêm sendo desenvolvidos para melhorar as características de fluência e de coesão do asfalto de modo a torná-lo flexível a baixas temperaturas e duro a temperaturas elevadas. Segundo estudos realizados pelo DNER (1998), estas propriedades podem ser adquiridas com a adição de polímeros que apresentem recuperação elástica e resistência mecânica adequadas.

1.2 OBJETIVO DA PESQUISA

A presente pesquisa tem como objetivo caracterizar em laboratório o comportamento mecânico de uma mistura asfáltica com cimento asfáltico convencional (CAP 20) e uma mistura asfáltica com cimento asfáltico modificado por polímeros (3% SBS), verificando as propriedades de deformação plástica, deformação elástica, fadiga, perda por desgaste e permeabilidade das misturas. A partir da caracterização das misturas é possível fazer uma análise comparativa das propriedades estudadas, confirmando ou não, se a adição de 3% de polímeros ao CAP permite uma melhora no desempenho mecânico do pavimento.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente pesquisa foi subdividida em 5 capítulos; (1) introdução e definição do objetivo da pesquisa; (2) revisão da literatura existente sobre o assunto; (3) caracterização dos materiais e descrição do programa experimental; (4) apresentação e análise dos resultados; (5) conclusões, descritos a seguir.

O Capítulo 1 tece considerações gerais sobre a utilização do asfalto como material aglutinante utilizado nas construções de rodovias e vias urbanas, e a necessidade de buscar novos materiais que permitam que os pavimentos acompanhem a evolução automobilística. A partir daí desenvolveu-se um projeto de pesquisa que estudasse as diferenças, através de ensaios de laboratório, de misturas asfálticas convencionais e misturas asfálticas modificadas com polímeros. A síntese, os objetivos e as etapas deste trabalho são apresentados no Capítulo 1.

O Capítulo 2 consiste em uma revisão da literatura referente ao asfalto, seus principais modificadores, suas propriedades reológicas, algumas experiências de campo e de laboratório com asfalto convencional e modificado, e um resumo das principais degradações que um pavimento flexível pode apresentar. Procurou-se na literatura trabalhos científicos que pudessem fornecer subsídios para o desenvolvimento do programa experimental, para a análise dos dados e para formulação de resultados, e que viessem contribuir para atingir os objetivos deste trabalho.

O Capítulo 3 apresenta a descrição do programa experimental, a descrição da natureza e a procedência dos materiais utilizados, a execução de pistas experimentais na Área de Testes e Pavimentos da UFRGS – DAER-RS, de onde foram extraídos os corpos de prova, bem como as técnicas experimentais adotadas.

O Capítulo 4 apresenta a análise e interpretação dos resultados obtidos dos ensaios avaliadores das propriedades mecânicas para ambas as misturas estudadas. Os resultados obtidos são apresentados graficamente.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões do trabalho e sugere pesquisas para serem desenvolvidas no futuro.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As primeiras aplicações de material betuminoso liquefeito tinham o propósito de impermeabilizar as superfícies viárias, servindo também como tratamento anti-pó. A fixação desenvolvida entre as partículas granulares foi tal que o conjunto passou a se comportar como uma espécie de concreto betuminoso, apresentando boas propriedades mecânicas (Coelho, 1992; Crottaz e Pigois¹ *apud* Foretti, 1999).

Os materiais betuminosos são por definição, misturas de hidrocarbonetos solúveis em bissulfeto de carbono (CS_2), com propriedades de aglutinação e dividem-se em duas categorias: os asfaltos, provenientes do petróleo e os alcatrões, oriundos da queima de carvão.

“Os asfaltos podem ser encontrados em estado natural ou obtidos através do refino do petróleo. Os asfaltos naturais tem origem na elevação do petróleo à superfície, que sofre uma espécie de destilação natural ao longo de milhares de anos, pela ação do sol e do vento, que retiram os gases e óleos leves, deixando um resíduo muito duro que é o asfalto natural. Há ocorrências sob a forma de rochas, que nada mais são do que rochas porosas que se tornam, naturalmente, impregnadas de asfalto. Citam-se, por exemplo, os arenitos, os xistos e os calcários asfálticos” (Liberatori, 2000).

¹CROTTAZ, R.& PIGOIS, M.L. Construction de la superstructure routiere Liants hydrocarbonés et technologie de construction. Lausanne, França, LAVOC-Laboratoire des voies de circulation de L”Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, tome II, 1978. 2v.

De acordo com Foretti (1999), o uso dos betumes (asfaltos) nas pavimentações viárias iniciou-se em serviços de tratamento superficial, que basicamente consistem na aplicação de uma camada de material granular precedida da aplicação de uma camada de asfalto. A ordem de aplicação dessas camadas de materiais, a quantidade de camadas executadas, a granulometria e os tipos dos materiais granulares acabaram gerando uma variedade de tipos e finalidades de tratamentos superficiais betuminosos.

Numa outra etapa, os betumes passaram a ser utilizados através de uma mistura prévia com os materiais granulares, dando origem as chamadas misturas betuminosas. Essas misturas também apresentam uma grande variedade de tipos e finalidades.

Desse modo, mistura betuminosa para pavimentação é o produto resultante da mistura de materiais granulares, de grão a fino, de material de enchimento (*filler*) e de um ligante betuminoso, em proporções convenientemente estabelecidas e adequadas ao fim a que se destina.

As características das camadas betuminosas dos pavimentos que surgem dessas misturas dependem fundamentalmente de três fatores: materiais granulares utilizados, tipo do ligante betuminoso empregado e processo de execução dessas camadas.

2.2 AGREGADO

Os agregados são definidos como materiais inertes, granulares, sem forma e dimensões definidas, com propriedades adequadas a compor camadas ou misturas para a utilização nos mais diversos tipos de obra.

Usado em combinação com uma substância cimentante, como o cimento portland e o asfalto, forma o concreto portland e os vários tipos de revestimentos asfálticos. É também usado puro, constituindo as camadas de base granular, filtros de drenos, lastro de ferrovias, etc.

O comportamento da mistura asfáltica depende muito das propriedades dos agregados, pois estes representam aproximadamente 95% em peso dos materiais constituintes da mistura.

Os agregados empregados em uma mistura de concreto asfáltico devem ter características para suportarem as pressões aplicadas pelos veículos, sem se fraturarem, e resistirem as ações do intemperismo sem se alterarem.

Os agregados podem ser classificados segundo a sua natureza, tamanho e distribuição de grãos (Pinto, 1998b):

- a) Quanto à natureza: – agregado natural
– agregado artificial
- b) Quanto ao tamanho: – agregado graúdo
– agregado miúdo
– agregado de enchimento
- c) Quanto à graduação: – denso
– aberto
– macadame

Quanto à natureza das partículas os agregados naturais são aqueles constituídos de grãos oriundos da alteração das rochas pelos processos de intemperismo ou produzidos pelo processo de britagem: pedregulhos, seixos, britas, areias, etc. Os agregados artificiais são aqueles em que os grãos são provenientes de subprodutos de processo industrial por transformação física e química do material natural: escória, argila calcinada, argila expandida, etc.

Quanto ao tamanho individual dos grãos, o agregado graúdo é o material retido na peneira nº 10 (2,0 mm): britas, cascalhos, seixos, etc.; agregado miúdo é o material que passa na peneira nº 10 (2,0 mm) e fica retido na nº 200 (0,074 mm): pó de pedra, areia, etc.; e, agregado de enchimento ou material de enchimento (filler) é o material que passa pelo menos 65% na peneira nº 200 (0,074 mm): cal extinta, cimento portland, pó de chaminé, etc.

Quanto à distribuição ou graduação dos grãos o agregado pode ser:

- a) denso, quando apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua, com quantidade de material fino, principalmente na

peneira nº 200, suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores;

- b) de graduação aberta, quando apresenta uma curva granulométrica de material bem graduado e contínua com insuficiência de material fino, principalmente na peneira nº 200, para preencher os vazios entre as partículas maiores;
- c) do tipo macadame, quando possui partículas de tamanho único, o chamado “*one size aggregate*”, tratando-se, portanto, de um agregado de granulometria uniforme.

As partículas do agregado possuem uma série de propriedades físicas e químicas que associadas a granulometria determinam a adequabilidade para uma determinada aplicação no campo da engenharia. Sob o ponto de vista rodoviário as partículas devem ter propriedades que lhe permitam resistir às ações do tráfego e do intemperismo, sendo as mais importantes: dureza, tenacidade, sanidade e porosidade (DAER, 1970).

Dureza – é a resistência que o agregado oferece ao deslocamento das partículas de sua superfície pela abrasão.

Tenacidade – é a resistência que o agregado oferece ao fraturamento provocado pelo impacto.

Sanidade – é a resistência que o agregado oferece à ação do intemperismo. Intemperismo é o conjunto de ações químicas e físicas produzidas pelo meio ambiente. As ações químicas são provocadas, entre outros, pelo ácido nítrico, carbônico e úrico, e os agentes físicos são: ação da temperatura, congelamento e degelo, umedecimento e secagem, etc. O conjunto destes agentes tende a decompor a pedra, e esta ação é tanto mais acentuada quanto maior for a área superficial exposta e a temperatura a que este agregado está submetido.

Porosidade – é uma propriedade indesejável do agregado. É caracterizado pelo sistema de poros que existe dentro das partículas do agregado. A porosidade e a conseqüente absorção, influenciam em vários aspectos:

- a) na resistência à compressão; na resistência ao desgaste;
- b) na necessidade de taxas elevadas de asfalto quando empregados em misturas asfálticas, pois quanto mais poroso, maior é a absorção de asfalto e maior será a taxa de asfalto;
- c) e na durabilidade do agregado, pois se ele for suscetível à ação de agentes externos, quanto mais poroso, maior a área superficial exposta ao ataque de agentes externos.

As propriedades dos agregados são determinadas por ensaios cujos valores são especificados pela apreciação do comportamento real do agregado em serviço.

Segundo Pinto (1998b), os ensaios sobre os agregados permitem no âmbito do projeto, a utilização de materiais adequados e, relativamente à obra, checar se os materiais em utilização atendem às especificações. As características tecnológicas de um agregado servem para assegurar uma fácil distinção de materiais, podendo comprovar sua uniformidade e permitindo a escolha de um material adequado que resista as cargas que o pavimento irá suportar.

As características dos agregados que devem ser levadas em conta nos serviços de pavimentação são: granulometria, forma, absorção de água, resistência ao choque e ao desgaste, durabilidade, limpeza, adesividade, massa específica aparente, densidade real e aparente do grão.

2.2.1 Granulometria

A granulometria do agregado, representada pela curva de distribuição granulométrica, é uma das características que asseguram a estabilidade das misturas asfálticas, em consequência do maior atrito interno obtido pelo entrosamento das partículas, desde a mais graúda à partícula mais fina. Peneiramento é o ensaio através do qual determina-se a distribuição granulométrica do agregado, e consiste em passar o agregado por um conjunto de peneiras e determinar a quantidade retida em cada uma. A

representação gráfica é realizada usualmente utilizando a quantidade de material que passa em determinada peneira.

2.2.2 Forma

As partículas de agregados podem ser agrupadas em quatro formas fundamentais: cúbica, lamelar, alongada e arredondada.

Quanto à forma, os agregados são avaliados por um índice, denominado Índice de Forma, cuja determinação se faz por meio de ensaio específico, normalizado pelo DNER. Este ensaio tem por finalidade medir a forma do grão. Os agregados são passados por crivos redutores e é calculado um índice de forma (f) que varia de 0 a 1. Quando $f=1$, diz-se que o agregado é de ótima cubicidade e quando $f=0$, ele é lamelar (achatado ou alongado). As especificações preconizam um f maior ou igual a 0,50 para que o agregado passe no teste de forma.

Na construção de revestimentos asfálticos do tipo tratamento superficial é importante que a maioria dos agregados empregados tenham a forma cúbica, $f > 0,50$, em conseqüência, maior atrito interno obtido por entrosamento entre as partículas. Os agregados lamelares são facilmente quebrados pela ação do tráfego, dando origem a formação acelerada de buracos. No caso de revestimento por mistura admite-se agregados com formas lamelares ou alongadas.

2.2.3 Absorção de água

A porosidade do agregado é avaliada através de ensaios de absorção de água e indica a quantidade de água que um agregado é capaz de absorver quando em contato com o mesmo. É determinada em função da diferença de pesos, expressos em percentagem, observada em uma amostra que inicialmente é mergulhada em água por 24 horas e depois seca em estufa a $100^{\circ}\text{C} - 110^{\circ}\text{C}$, até a constância do peso.

2.2.4 Resistência ao choque e ao desgaste

A resistência ao choque e ao desgaste está associada à ação do tráfego ou aos movimentos recíprocos das diversas partículas. A resistência ao choque é avaliada pelo Ensaio Treton e a resistência ao desgaste pelo Ensaio Los Angeles, ambos normalizados pelo DNER.

O ensaio de impacto ou choque consiste em dar uma série de golpes com um soquete padrão no agregado colocado dentro de um cilindro (aparelho Treton). Determina-se a perda de peso do agregado após a ação do impacto.

As características de dureza do agregado mineral são determinadas pelo Ensaio de Abrasão Los Angeles. Este ensaio determina a resistência do agregado graúdo ao desgaste por abrasão num cilindro rotativo, máquina “Los Angeles”, contendo esferas metálicas. O aparelho para a realização do ensaio consiste de um tambor de aço de diâmetro de aproximadamente 70 cm que gira numa velocidade de 30 a 33 rpm. Coloca-se no tambor a amostra e uma carga abrasiva constituída de esferas de aço de aproximadamente 400 gr. Cada amostra de agregados é submetida à ação abrasiva e de impacto de esferas metálicas quando se coloca em rotação o tambor de aço. A carga abrasiva (número de esferas) e o número de rotações são estabelecidos em função da faixa granulométrica. Após 500 revoluções do tambor o material é retirado. O material retido na peneira nº 12 é lavado, seco e pesado. A diferença entre a quantidade do material inicial e o material retido na peneira nº 12 dividido pelo total inicial, é a Abrasão Los Angeles. Quanto maior for esta percentagem, mais duro é o material e maior é a resistência que oferece ao desgaste (DAER, 2001).

2.2.5 Durabilidade

A durabilidade do agregado é avaliada pelo Ensaio de Sanidade, que consiste em atacar o agregado com solução de sulfato de sódio ou magnésio por cinco ciclos de 16 a 18 horas a 21°C. O resultado é dado como perda de peso, que deve ser menor ou igual a 12%.

2.2.6 Limpeza

Os agregados para serem usados em misturas asfálticas devem ser isentos de substâncias nocivas, tais como argila, matéria orgânica, etc., caracterizando assim a limpeza do agregado.

2.2.7 Adesividade

Uma das qualidades essenciais a se exigir de um agregado a ser usado em revestimentos asfálticos é que tenha boa adesividade, isto é, não haja possibilidade de deslocamento da película betuminosa durante a vida de serviço do pavimento. Em geral os agregados básicos (calcários, basaltos) têm maior adesividade do que os ácidos (granitos, gnaiesses). Existem vários procedimentos para avaliar essa característica dos agregados, alguns dos quais normalizados no meio rodoviário.

No Ensaio de Adesividade os agregados são cobertos por uma película betuminosa e submetidos à água e temperatura. Posteriormente é avaliada a quantidade de agregados que apresentaram um deslocamento da película betuminosa. A adesividade do agregado ao ligante betuminoso é medida em laboratório misturando cerca de 300g de agregado entre as peneiras $\frac{3}{4}$ " e $\frac{1}{2}$ ", limpo e seco, com 18g de asfalto. No caso de cimento asfáltico este é aquecido a cerca de 120°C para proporcionar uma boa mistura com o agregado. Coloca-se o agregado envolvido pelo ligante em um béquer de vidro e após o resfriamento da mistura adicionar água destilada até a completa imersão do material e leva-se à estufa a 40°C, mantendo-o nesta temperatura em repouso por 72 horas. O resultado é considerado satisfatório, boa adesividade, se não for observado nenhum deslocamento da película betuminosa ao fim das 72 horas (DAER, 2001).

Existe um outro método para medir a adesividade de uma mistura asfáltica e que reproduz, na prática, o problema da ação da água sobre a mistura de agregados. Toma-se seis corpos-de-prova, de acordo com a dosagem pré-estabelecida. Com três deles, determina-se a resistência à compressão (R) e os outros três corpos-de-prova são mergulhados em água a 50°C durante 24 horas. Ao fim dessas 24 horas, determina-se sua resistência à compressão (R'). A relação perda de resistência havida pela ação da água é:

R'/R . Para que se considere que a mistura não é afetada pela ação da água, essa relação deve ser maior ou igual a 0,75 (não deve haver uma perda de resistência maior que 25%) (Pinto, 1998b).

O ensaio da AASHTO T-283 (Lottman Modificado) – Adesividade Ligante/Agregado é um ensaio que tem como objetivo verificar a adesividade ligante/agregado das misturas betuminosas. Basicamente o procedimento consiste em moldar corpos de prova no equipamento Marshall de modo a obter corpos de prova com 7% (± 1) de volume de vazios. Após um período de 72 horas de cura, três dos seis corpos de prova moldados para cada tipo de ligante, foram condicionados a uma saturação forçada. Os corpos de prova são colocados dentro de um reservatório, imersos em água, e é aplicada uma pressão negativa para saturação forçada até que os mesmos atinjam 55% a 80% do grau de saturação de água em seus vazios inicialmente com ar. A seguir são submetidos a um resfriamento de (-18°C) por um período de 16 horas. Ao término desta etapa, os corpos de prova são imediatamente colocados em banho-maria a 60°C por um período mínimo de 24 horas, e posteriormente, em outro banho-maria a 25°C por 2 horas. Então realiza-se à ruptura por tração indireta (compressão diametral) dos corpos de prova condicionados e não condicionados a saturação. A relação da resistência à tração indireta dos corpos de prova condicionados e não condicionados expressa a RRT – Relação de Resistência à Tração Retida. O Superpave (Superior Performance Asphalt Pavements), um novo sistema de especificação do ligante asfáltico que se baseia no desempenho do material, determina uma RTT mínima de 80%.

2.2.8 Massa específica aparente

A massa específica do grão identifica o material a partir do qual se obteve o agregado. A massa específica aparente de um agregado é necessária para transformação de unidades gravimétricas em volumétricas e vice-versa, muito em uso nos serviços de pavimentação. Sua determinação é preconizada por métodos normalizados pela ABNT e pelo DNER.

2.2.9 Densidade real e aparente do grão

Densidade Real do Grão (*Apparent Specific Gravity*) e Densidade Aparente do Grão (*Bulk Specific Gravity*) – A massa específica de um material é a relação entre a massa (M) e o volume (V) do material; é um número dimensional. A densidade de um material é a relação entre a massa específica do material e a massa específica da água nas condições de ensaio; é adimensional. Como a massa específica da água é praticamente igual a 1,0; pode-se confundir numericamente densidade e massa específica. Na determinação da massa específica real e aparente do grão de um agregado graúdo, devem ser levados em consideração o volume da parte sólida e o volume dos poros do agregado. Tem-se, portanto, em um grão de agregado: volume da parte sólida (V_s), volume de poros impermeáveis (V_{pi}) e volume de poros permeáveis (V_{pp}).

Massa específica real do grão (μ_r) é a relação entre a massa do grão e o volume da parte sólida. Como é muito difícil a determinação do volume de poros impermeáveis considera-se esse volume como parte integrante do volume dos sólidos, ou seja:

$$\mu_r = M / (V_s + V_{pi}) \quad (2.1)$$

Massa específica aparente do grão é a relação entre a massa do grão (M) e o volume da parte sólida (V_s) mais os volumes dos poros impermeáveis (V_{pi}) e permeáveis (V_{pp}).

$$\mu_a = M / (V_s + V_{pi} + V_{pp}) \quad (2.2)$$

A densidade real (D_r) e aparente (D_a) do grão são:

$$D_r = \mu_r / \gamma_a \quad (2.3)$$

$$D_a = \mu_a / \gamma_a \quad (2.4)$$

A determinação em laboratório requer o seguinte procedimento: a amostra quarteada (800 g) é lavada e imersa em água à temperatura ambiente por 24 horas. Após é retirada da água de imersão e enxuta superficialmente com uma toalha e pesada (Ph). Determina-se o peso da amostra úmida imersa, em uma cesta de malha n° 10 (Pi). Posteriormente seca-se em estufa a 105°C até peso constante (Ps). Deve-se levar em conta que o peso da cesta deve ser descontado. Tem-se, assim:

$$D_r = P_s / (P_s - P_i) \quad (2.5)$$

$$D_a = P_s / (P_h - P_i) \quad (2.6)$$

$$(P_s - P_i) = \text{volume de partículas sólidas}; \quad (2.7)$$

$$(P_h - P_i) = \text{volume de partículas sólidas} + \text{volume de poros preenchidos pela água.} \quad (2.8)$$

A densidade efetiva (D_{ef}) a ser considerada numa mistura betuminosa é média aritmética entre as densidades real (D_r) e aparente (D_a) dos grãos do agregado.

$$\mu_{ef} = (\mu_r + \mu_a) / 2 \quad (2.9) \quad \text{ou} \quad D_{ef} = (D_r + D_a) / 2 \quad (2.10)$$

Assim, a diferença principal entre a “*bulk*” e a “*apparent specific gravity*” é que os vazios permeáveis são incluídos no volume do agregado para “*bulk*” e excluídos no volume de agregados para “*apparent*”. De qualquer maneira a densidade real do grão, “*bulk specific gravity*”, é maior que a densidade aparente do grão, “*apparent specific gravity*”.

2.3 LIGANTE

Os materiais betuminosos são, por definição, misturas de hidrocarbonetos solúveis em bissulfeto de carbono (CS_2), com propriedades de aglutinação. Existem duas categorias de materiais betuminosos: os asfaltos, provenientes do petróleo e os alcatrões, oriundos da queima do carvão (Pinto, 1998a).

Segundo o Asphalt Institute (1947), o asfalto é um dos materiais de construção mais antigos utilizados pelo homem, conforme Quadro 2.1.

A partir de 1909 iniciou-se o emprego de asfalto derivado do petróleo, o qual, pelas suas características de economia e pureza, em relação aos asfaltos naturais, constitui atualmente a principal fonte de suprimento.

Os asfaltos são materiais aglutinantes de cor escura constituídos por misturas complexas de hidrocarbonetos não voláteis de elevada massa molecular. Originam-se do

petróleo, podendo ser obtidos pela evaporação natural de depósitos localizados na superfície terrestre (asfaltos naturais) ou por destilação em unidades industriais.

QUADRO 2.1 – Histórico da utilização do asfalto pelo homem

Pré-história	Esqueletos de animais pré-históricos estão preservados intactos na superfície de depósitos de asfalto, La Brea Pit, Los Angeles, Califórnia.
De 3200 a 540 a.C.	Escavações arqueológicas mostram o extenso uso do asfalto na Mesopotâmia e no Vale dos Indus, como cimento para alvenaria e rodovias e como impermeabilizantes para salas de banho e reservatórios d'água.
300 a.C.	O asfalto foi utilizado em larga escala em mumificações no Egito.
1802 d.C.	Foram usadas na França, rochas asfálticas em telhados, pontes e calçadas.
1838 d.C.	Foram importadas rochas asfálticas e usadas na Filadélfia, Estados Unidos, em construções de calçadas.
1876 d.C.	Foi feita a primeira pavimentação asfáltica em Washington D.C., com asfalto importado dos lagos.
1902 d.C.	Aproximadamente 20.000 toneladas de asfalto do petróleo foram refinados nos Estados Unidos.

Os asfaltos podem ser encontrados em estado natural ou obtidos através do refino do petróleo. Os asfaltos naturais têm origem na elevação do petróleo a superfície, que sofre uma espécie de destilação natural ao longo de milhares de anos, pela ação do sol e do vento, que retiram os gases e óleos leves, deixando um resíduo muito duro que é o asfalto natural. Há ocorrências sob a forma de rochas, que nada mais são do que rochas porosas que se tornam, naturalmente, impregnadas de asfalto. Citam-se, por exemplo, os arenitos, os xistos e os calcários asfálticos (Liberatori, 2000).

Os asfaltos de petróleo são obtidos através de uma destilação fracionada de certos tipos de petróleo. Na origem orgânica do petróleo, é comprovada a existência de materiais de origem animal e vegetal. A decomposição destes seres, na ausência de oxigênio, forma os hidrocarbonetos que fazem parte da constituição química do petróleo.

Assim sendo, pode-se dizer que ele é constituído por uma mistura complexa de hidrocarbonetos com os mais diferentes pontos de ebulição contendo, ainda, pequenas quantidades de compostos orgânicos oxigenados, nitrogenados, sulfurados, organometálicos, água, sais minerais e areia, que são considerados como impurezas.

Segundo o DNER (1998) os processos de fracionamento mais simples separam as frações dos asfaltos em asfaltenos e maltenos, devido à solubilidade destes últimos no n-heptano. O Método de Schweyer e Traxler, o método mais simples, separa o asfalto em três frações: asfaltenos, cíclicos (resinas e aromáticos) e saturados. O Método Corbert, o método mais utilizado atualmente, separa o asfalto em quatro frações: asfaltenos, aromáticos polares, aromáticos naftênicos e saturados. No outro método, Método Rostler, o asfalto é separado em cinco frações: moléculas polares ou nitrogenadas (N), acidafinas I (AI), acidafinas II (AII), saturados (P) e asfaltenos (A). Além destes métodos existem métodos que utilizam equipamentos e tecnologias muito especializadas, como o SARA, separado em quatro frações: saturados (S), aromáticos (Ar), resinas (R) e asfaltenos (A) e a Ionização de Chama.

Conforme o teor de resinas, asfaltenos e maltenos, o asfalto pode variar sua estrutura coloidal e suas propriedades reológicas com a temperatura. Considera-se que o asfalto possui três tipos fundamentais de estruturas:

- a) Estrutura GEL: caracterizada pela aglomeração das micelas de asfalto, formando uma fase contínua pouco dispersa pelas resinas. Os asfaltos de estrutura GEL são ricos em asfaltenos e possuem a fase maltênica pobre em hidrocarbonetos aromáticos, apresentando um comportamento reológico do tipo elástico.
- b) Estrutura SOL: caracterizada pela peptização total das micelas de asfalto pelas resinas. Consiste em uma solução diluída e bem estabilizada de asfaltenos em meio dispersante fortemente estruturado pelas resinas. Os asfaltos de estrutura SOL possuem a fase maltênica rica em aromáticos e apresentam comportamento reológico viscoso.
- c) Estrutura SOL-GEL: caracterizada pela presença de um agregado de micelas de asfaltenos dentro de um meio dispersante de resinas é um tipo de estrutura intermediário entre SOL e GEL. A maioria dos asfaltos para

pavimentação possui esse tipo de estrutura, cujo comportamento reológico é viscoelástico.

No processo de destilação do petróleo, a separação das frações leves, como a gasolina e querosene, do asfalto, se dá por vaporização, fracionamento e condensação em uma torre de fracionamento a vácuo, a temperaturas relativamente baixas. Esta medida evita o craqueamento do asfalto, ou seja, a perda de suas propriedades ligantes e aglutinantes.

O produto que permanece no fundo da torre de vácuo após a remoção dos outros destilados denomina-se resíduo asfáltico, e se for enquadrado nas Especificações Brasileiras passa a ter o nome de cimento asfáltico de petróleo (CAP) (IBP, 1994).

2.3.1 Cimento asfáltico de petróleo

O CAP (cimento asfáltico de petróleo) é o asfalto obtido especialmente para apresentar características adequadas para o uso na construção de pavimentos, podendo ser obtido por destilação do petróleo em refinarias ou do asfalto natural encontrado em jazidas. Apresenta-se em estado semi-sólido à temperatura ambiente, inodoro e de cor preta brilhante. Necessita ser aquecido para que se obtenha a consistência adequada à trabalhabilidade e compactação das misturas asfálticas, contribuindo com a coesão necessária após o seu resfriamento. Possui características de flexibilidade, durabilidade, impermeabilização, aglutinação e elevada resistência à ação da maioria dos ácidos, sais e álcalis (Souza, 1980).

“Os cimentos asfálticos podem ser caracterizados por duas classes de ensaios: os ensaios de caracterização e os ensaios reológicos. Os ensaios de caracterização dos cimentos asfálticos visam classificá-los segundo suas características de penetrabilidade a uma agulha em condições padronizadas, de temperatura de amolecimento, de envelhecimento, de fragilidade. Definem as características físicas do material. Os ensaios reológicos dos cimentos asfálticos buscam caracterizar seu comportamento medindo as características mecânicas intrínsecas do material. O objetivo é medir as características mecânicas em laboratório com propósitos de estimar o desempenho dos concretos asfálticos” (Momm, 1998).

Os cimentos asfálticos são classificados pelo seu “grau de dureza” (consistência) retratado no ensaio de penetração, ou seja, pela medida em décimos de milímetros que uma agulha padronizada penetra em uma amostra nas condições do ensaio, ou pela sua viscosidade, isto é, o tempo necessário ao escoamento de um volume determinado de asfalto através de um tubo capilar, com auxílio de vácuo, sob condições rigorosamente controladas de vácuo e temperatura (Pinto, 1998a).

De acordo com as Especificações Brasileiras IBP/ABNT-EB-78 e Regulamento Técnico DNC 01/92 e revisão 1 e 2, os cimentos asfálticos de petróleo são classificados pela sua penetração em CAP 30-45, CAP 50-60, CAP 85-100 e CAP 150-200 e pela sua viscosidade em CAP 7, CAP 20 e CAP 40 (Pinto, 1998a).

Segundo Liberatori (2000), freqüentemente o cimento asfáltico é chamado de viscoelástico, pois apresenta, ao mesmo tempo, características elásticas e viscosas. Em altas temperaturas ($>100^{\circ}\text{C}$) comporta-se como um fluido viscoso. Em baixas temperaturas ($<0^{\circ}\text{C}$) comporta-se quase como um sólido elástico. Em temperaturas intermediárias, que é o que ocorre no pavimento, o cimento asfáltico possui tanto características de um fluido quanto de um sólido elástico. A maneira tradicional de se caracterizar os cimentos asfálticos é feita pelas características de penetração e de viscosidade. Ambos os testes são usados para medir o efeito da temperatura no comportamento do asfalto.

O mesmo autor afirma também que, embora a viscosidade seja fundamental para a medição da fluidez, este parâmetro apenas provê informações sobre o comportamento viscoso a alta temperatura, sem fornecer nenhuma outra informação sobre o desempenho a média e baixa temperatura. Por outro lado, o ensaio de penetração apenas descreve a consistência a temperatura intermediária, 25°C . Freqüentemente, os testes de penetração ou viscosidade não são capazes de ressaltar possíveis vantagens ou desvantagens de alguns asfaltos modificados.

O novo sistema de especificação de ligante asfáltico, desenvolvido pelo programa SHRP (Strategic Highway Research Program), é o único que se baseia no desempenho do material. Este especifica o ligante com base no clima e na temperatura do pavimento onde se pretende aplicá-lo. Os requisitos quanto às propriedades físicas permanecem os mesmos, porém muda a temperatura em que o ligante deve atendê-los.

As propriedades importantes dos materiais betuminosos dizem respeito à sua aglutinação, impermeabilização, durabilidade e versatilidade de utilização.

São materiais, de comportamento tensão x deformação, dependentes do tempo de aplicação de carga e fundamentalmente termoplásticos, isto é, sua consistência varia com a temperatura. Assim, os efeitos da temperatura, o tempo de aplicação da carga e seu valor, são condicionantes importantes a serem consideradas no projeto de pavimentos asfálticos.

Durabilidade do ligante é a sua capacidade de resistir as mudanças de suas propriedades devido ao intemperismo nas pistas e também devido ao aquecimento. É normalmente caracterizada pela manutenção das qualidades coesivas, plásticas e pela resistência ao endurecimento com o tempo.

Durante a mistura, aplicação e serviço de uma mistura asfáltica, a composição qualitativa dos constituintes do ligante asfáltico está em permanente mudança devido aos mais variados fatores tais como a exposição ao ar, calor, luz e umidade, que resulta num envelhecimento do mesmo.

O envelhecimento do ligante é freqüentemente interpretado como sendo um malefício, mas na verdade é um fenômeno que pode ser tanto benéfico quanto prejudicial. Ele pode ser prejudicial quando ocorre o enrijecimento excessivo em uma mistura considerada adequada. Da mesma forma, pode ser benéfica quando uma mistura muito deformável enrijece até uma rigidez satisfatória. A Figura 2.1 ilustra esquematicamente esta afirmação.

O enrijecimento por oxidação do asfalto contribui significativamente para o trincamento dos pavimentos asfálticos. Esse endurecimento é primeiramente atribuído à introdução do oxigênio, que possui atividade química que aumenta a interação entre as moléculas asfálticas.

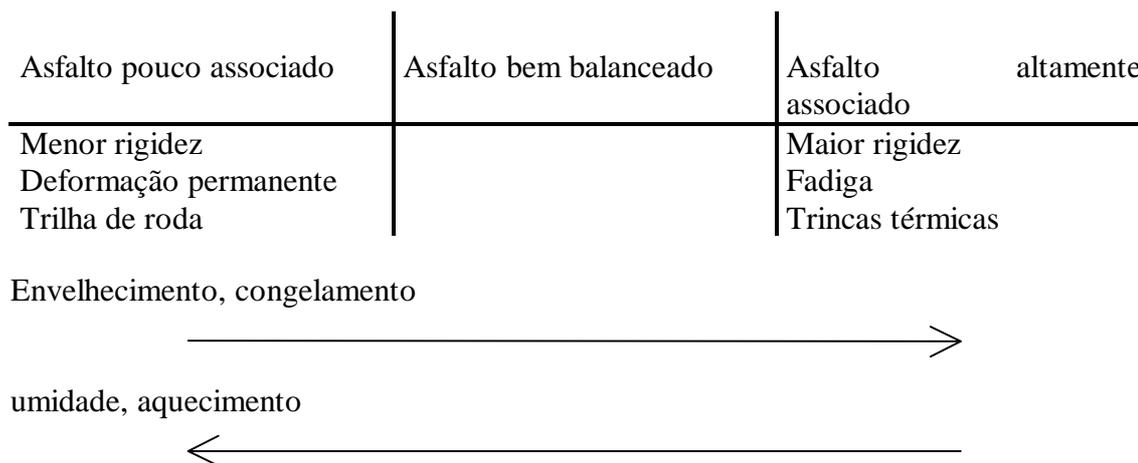


FIGURA 2.1 – Esquema do envelhecimento do ligante asfáltico (Petersen et al, 1993, *apud* Liberatori, (2000))

Pinto *et al.* (1994) descrevem de maneira sucinta o processo de envelhecimento do ligante asfáltico. Devido a processos físico-químicos decorrentes da oxidação do CAP em serviço, os maltenos, que constituem a fase dispersante e líquida no colóide asfáltico, se transformam em asfaltenos, que constituem a fase dispersa e sólida.

Com isso, à medida que há o envelhecimento, o CAP vai gradativamente aumentando o seu teor de asfaltenos e diminuindo, na mesma proporção, seu teor de maltenos, o que leva suas características a caminhar muito na direção do comportamento GEL.

Quando atinge as características de GEL, esse ligante não só dificulta o escorregamento micelar quando da deformação pela ação das cargas, mas também dificulta o escorregamento das micelas em sentido oposto, quando do retorno da deformação, o que caracteriza o final de sua vida elástica. Daí para frente, as deflexões aumentam muito e o pavimento segue rápido para o trincamento tipo couro de jacaré, que precede as desagregações e panelas.

Segundo Pinto (1998a), os principais fatores que contribuem para o endurecimento do material betuminoso com o tempo são: oxidação, volatilização, polimerização e tixotropia. A oxidação é a reação do oxigênio do ar com o ligante, enquanto que a volatilização é a evaporação dos constituintes voláteis – função da temperatura. A polimerização é a formação de uma grande molécula pela combinação de moléculas pequenas e a tixotropia é o fenômeno que explica porque há um maior aumento de

consistência do CAP em locais onde não ocorrem às solicitações do pavimento pelo tráfego. Tixotropia é o fenômeno que apresentam certos líquidos cuja viscosidade diminui quando agitados.

O endurecimento do ligante por um dos fenômenos mencionados é uma das causas de ocorrência de trincas prematuras na superfície dos pavimentos, daí a importância de um controle de qualidade adequado para o recebimento e aplicação do material betuminoso. Esses fenômenos estão sempre associados a temperaturas de refino, de recebimento, de aplicação e da suscetibilidade térmica do ligante betuminoso produzido.

Efeito de calor e do ar – Perda por aquecimento é o ensaio que dá a idéia do envelhecimento (endurecimento) do cimento asfáltico, por perdas de constituintes voláteis, fundamentalmente devido a estocagem e durante o período de transporte. Consiste em colocar em um recipiente cilíndrico 50 ml de CAP de modo que a espessura da película seja de 2 cm e, determinar a perda de massa, em porcentagem, após a amostra ser submetida a um aquecimento de 163°C durante 5 horas. Contudo, para simular o envelhecimento durante a operação de aquecimento da mistura com os agregados, em usina, faz-se o ensaio em película delgada onde a amostra de 50 ml é colocada em um recipiente cilíndrico de 14 cm de diâmetro por 0,9 cm de altura, proporcionando assim uma película de CAP da ordem de 3 mm de espessura, que é colocada em estufa com circulação de ar durante 5 horas a 163°C. A perda de massa, expressa como porcentagem da massa inicial de amostra, é a perda por aquecimento em película delgada. É muito conhecido pela denominação “Thin Film Oven Test” – TFOT. As especificações geralmente admitem uma perda de no máximo 1,0 % (Pinto, 1998 a).

Utiliza-se também o ensaio de Película Delgada Rolada, denominado pelo AASHTO (T-240) de “Rolling Thin Film Oven Test” – RTFOT, onde uma amostra de asfalto fica em movimento sobre as paredes de um frasco de vidro que rola em uma estufa durante 75 minutos a 163°C, com ventilação (Santana e Gontijo, 1984). Esta técnica de ensaio permite a formação de filmes de películas de CAP mais delgadas, representando ainda melhor o processo pelo qual passa o CAP quando misturado aos agregados em usinas de misturas a quente.

Das 13 refinarias de petróleo existentes no Brasil (11 da Petrobrás, 1 da Ipiranga e a refinaria de Manguinhos), apenas 9, todas da Petrobrás, produzem o CAP. Em

apenas duas destas refinarias existem “Unidades de Fabricação de Asfalto”. Estas duas unidades situam-se em Mataripe-BA (RLAM) e Fortaleza (LUBNOR). As Tabelas 2.1 e 2.2, DNER (1998), mostram as especificações brasileiras para cimentos asfálticos de petróleo.

TABELA 2.1 – Especificações para cimento asfáltico de petróleo – CAP, classificação por viscosidade (DNC 5/18.02.03).

Características	Unidade	Valores			Métodos	
		CAP-7	CAP-20	CAP-40	ABNT	ASTM
Viscosidade a 60°C	a P	700 1500	a 2000 3500	a 4000 8000	a MB 827	D 2171
Viscosidade Saybolt Furol 135°C	SSF s	100 mín.	120 mín.	170 mín.	MB 517	E 102D D 2170 D2161
Viscosidade Saybolt Furol 177°C	SSF s	15 a 60	30 a 150	40 a 150	MB 517	E 102D D 2170 D2161
Efeito do Ar, 163°C por 5h	Calor e Razão de Viscosidade ¹	4,0 máx.	4,0 máx.	4,0 máx.		
Variação de Massa	%	1,0 máx.	1,0 máx.	1,0 máx.	MB 425	D 1754
Ductilidade a 25°C	cm	50 mín.	20 mín.	10 mín.	MB 167	D 113
Índice de Suscetibilidade Térmica ²	cm	(-1,5) (+1)	a (-1,5) (+1)	a (-1,5) (+1)	a	
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	90 mín.	50 mín.	30 mín.	MB 107	D 5
Ponto de Fulgor	°C	220 mín.	235 mín.	235 mín.	MB 50	D 92
Solubilidade em tricloroetileno	em % massa	99,5 mín.	99,5 mín.	99,5 mín.	MB 166	D 2042
Densidade (20/4°C) mínima		0,9990	0,9990	0,9990		D 70

$$^1 \text{ Razão de Viscosidade} = \frac{\text{Viscosidade a } 60^{\circ}\text{C após RTFOT ou TFOT}}{\text{Viscosidade a } 60^{\circ}\text{C antes RTFOT ou TFOT}}$$

$$^2 \text{ Índice de Suscetibilidade} = \frac{(500 \cdot \log \text{PEN}) + (20 \cdot t^{\circ}\text{C}) - 1951}{120 - (50 \cdot \log \text{PEN}) + t^{\circ}\text{C}}, \text{ onde } t^{\circ}\text{C} = \text{ponto de amolecimento}$$

³ Permitida a sua determinação pelo método ASTM D 2170 e posterior conversão para o método ASTM D 2161.

TABELA 2.2 – Especificações para cimento asfáltico de petróleo – CAP, classificação por penetração* (DNC 5/18.02.03).

Características	Unidade	Valores				Métodos	
		CAP-30/45	CAP-50/60	CAP-85/100	CAP-150/200	ABNT	ASTM
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1 mm	30 a 45	50 a 60	85 a 100	150 a 200	MB 107	D 5
Ductilidade a 25°C	cm	60 mín.	60 mín.	100 mín.	100 mín.	MB 167	D 113
Efeito do Calor e Ar, 163°C por 5h							
Penetração ¹	%	50 mín.	50 mín.	47 mín.	40 mín.	MB 107	D 5
Variação de Massa	%	1,0 máx.	1,0 máx.	1,0 máx.		MB 425	D 1754
Índice de Suscetibilidade Térmica ²	de cm	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)	(-1,5) a (+1)		
Ponto de Fulgor	°C	235 mín.	235 mín.	235 mín.	220 mín.	MB 50	D 92
Solubilidade em tricloroetileno	% massa	99,5 mín.	99,5 mín.	99,5 mín.	99,5 mín.	MB 166	D 2042
Viscosidade							E 102
Saybolt Furol 135°C ³	SSF s	110 mín.	110 mín.	85 mín.	70 mín.	MB 517	D 2170 D2161

* Válido somente para a RLAM e a LUBNOR

¹ % da penetração original

$$^2 \text{Índice de Suscetibilidade} = \frac{(500 \cdot \log \text{PEN}) + (20 \cdot t^{\circ\text{C}}) - 1951}{120 - (50 \cdot \log \text{PEN}) + t^{\circ\text{C}}}$$

1 Permitida a sua determinação pelo método ASTM D 2170 e posterior conversão para o método ASTM D 2161.

2.3.2 Asfalto modificado com polímeros

O cimento asfáltico tem sido o material mais utilizado na construção de rodovias e vias urbanas por ser de fácil aplicação, barato e um excelente aglutinante. Contudo, quando submetido a baixas temperaturas se torna rígido e quebradiço, sujeito a trincas, e em altas temperaturas amolece e flui dando origem a deformações plásticas consideráveis e nocivas ao pavimento. Assim sendo, muitos aditivos têm sido desenvolvidos com o objetivo de melhorar as características de fluência e de coesão de modo a torná-lo flexível a baixas temperaturas e duro a temperaturas elevadas. A especificação que satisfaça estas exigências conflitantes, poder ser conseguida com adição de polímeros que apresentam recuperação elástica e resistência mecânica adequada (DNER, 1998).

Pesquisas com o intuito de melhorar as propriedades dos CAP pela modificação de sua estrutura ou incorporação de aditivos se iniciaram a muitos anos atrás. Em 1938, foi publicado no jornal da ASTM, uma reportagem sobre a adição de enxofre a misturas betuminosas. Na década de 60 foram realizados no Arizona, EUA, alguns testes com incorporação de borracha no asfalto. Na década de 20 na Inglaterra já se fazia asfalto borracha (Liberatori, 2000).

Na Europa, particularmente na Alemanha, misturas betuminosas feitas com asfalto modificado por polímero foram introduzidas na década de 1970. Nesta época, foram utilizados na Itália revestimentos betuminosos com polietileno adicionado na usina. Na França, o Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) e Companhias de petróleo, conduziram o desenvolvimento de asfaltos modificados com polímeros termoplásticos elastoméricos para eliminar problemas de exsudação, trincas térmicas e aumentar a resistência ao desgaste pela passagem de tráfego pesado.

O estado da Georgia foi um dos primeiros estados dos EUA a fazer opção por misturas modificadas e atualmente usam polímeros em todas as estradas interestaduais. Na Europa os países como a França, Alemanha, Suécia e Itália são referências nesta linha de pesquisa.

Os polímeros são substâncias macromoleculares, que podem ser produzidas pela natureza (madeira, óleo lubrificante, cortiça, etc.) ou podem ser obtidos artificialmente pela união seqüenciada de pequenas moléculas chamadas monômeros.

O termo polímero pode ser aplicado a qualquer molécula gigante, mas nem todos podem ser usados em mistura com o cimento asfáltico para fins de pavimentação. Alguns polímeros têm propriedades adequadas para altas temperaturas, enquanto outros têm boas propriedades a baixas temperaturas (Reis e Santo, 1998).

Segundo o DNER (1998), os polímeros termosensíveis se classificam industrialmente como: plásticos, fibras e elastômeros. Entretanto, no estudo de utilização de polímeros como melhoradores de asfalto, as classificações acadêmicas foram abandonadas e foi seguido um caminho mais objetivo, aparecendo classificações mais direcionadas ao meio rodoviário. A mais citada e mais utilizada é a de Disnmem, que classifica os polímeros em quatro grupos distintos:

- ◇ Termorrígidos – são aqueles que por ação do calor endurecem de forma irreversível. Voltando-se a aquecê-los, não amolecem mais. Exemplos: resina epóxi, poliuretano, etc.
- ◇ Termoplásticos – são aqueles que por ação do calor amolecem de forma reversível, ou seja, amolecem quando aquecidos e endurecem quando resfriados. Exemplos: polietileno, polipropileno atático, policloreto de vinila, etc.
- ◇ Elastômeros – são aqueles que quando aquecidos se decompõe antes de amolecer, e apresentam propriedades elásticas que lembram a borracha. Exemplos: SBR, etc.
- ◇ Elastômero-termoplástico – são aqueles que ao serem aquecidos se comportam como termoplásticos, mas em temperaturas mais baixas apresentam propriedades elásticas. Exemplos: SBS, EVA.

No Brasil, os estudos de asfalto-polímero foram iniciados em 1968 com adição de látex SBR. A partir daí foram pavimentados vários trechos de rodovias com asfalto modificado, contudo sem o monitoramento adequado, de acordo com o Quadro 2.2.

QUADRO 2.2 Trechos de rodovias com asfalto modificado

1969	Trecho com látex, nas ruas internas da Petroflex
1976	Trechos com látex, em Belford Roxo
Década de 70	Ponte Rio-Niterói, com asfalto-epóxi Via Dutra, com asfalto-epóxi
1982	Ponte Rio-Niterói, lama asfáltica com SBR
1983	Trecho na Rio-Petrópolis, com Petrolatex S-62 Trecho na RJ-104, com látex Pista externa da Praia de Copacabana
1984	Aeroporto Santos Dumont, com SBR, nas juntas de dilatação Aeroporto Internacional do Rio de Janeiro, com SBR, nas pistas auxiliares
1988/1990	Estudo de Asfalto Modificado por Polímero realizado no IPR
1990	Trecho experimental com mistura densa e drenante na Rua Leopoldo Bulhões, com SBS e EVA construído no estudo realizado pelo IPR
1992	Trecho na Rodovia dos Bandeirantes, com SBS (Betuflex)
1993	Trecho na PE-75 (Pernambuco) com SBS Trecho no Estado do Paraná, em corredores de ônibus
1994	Trecho na PE-74 (Pernambuco) com SBS
1995	Autódromo de Interlagos, nas curvas de Fórmula I Autódromo de Jacarepaguá, com SBS, Fórmula I
1996	Autódromo de Jacarepaguá, com SBS, Fórmula Indy
2000	Autódromo de Interlagos

Os asfaltos modificados com polímeros são obtidos a partir da dispersão do CAP com o polímero, em unidade apropriada, podendo ou não envolver reação química para sua estabilização. Os cimentos asfálticos que podem ser modificados são aqueles que têm compatibilidade com o polímero a ser empregado.

A introdução de qualquer tipo de polímero no cimento asfáltico causa uma perturbação no equilíbrio coloidal do ligante, acarretando importantes conseqüências nas características mecânicas, químicas e na compatibilidade do sistema. A otimização dos resultados dependerá da escolha e quantidade de polímero introduzido, da natureza do betume, e das condições térmicas, químicas e mecânicas do processo de dispersão adotado.

A compatibilidade entre o polímero e o ligante asfáltico é um fator determinante durante o transporte, estocagem e aplicação do produto (Reis e Santo, 1998; DNER,1998).

Um simples método experimental para checar a inerente compatibilidade do sistema consiste em manter uma amostra a 163°C, durante 2 dias, sem agitação. A diferença entre o ponto de amolecimento do topo e do fundo da amostra fornece o grau de estabilidade do produto.

Na prática, as propriedades físicas e reológicas do ligante modificado dependem da microestrutura do sistema. Esta pode ser facilmente visualizada com o auxílio de um microscópio óptico de fluorescência em reflexão. Sob uma luz azul intensa, o polímero presente emite uma fluorescência. Quando o conteúdo de EVA ou SBS atinge cerca de 5% (dependendo da natureza do ligante asfáltico) ocorre inversão da fase, aparecendo o polímero como a fase contínua e o betume como a fase dispersa. Essa transição é acompanhada de uma modificação nas características do ligante e, no caso particular do SBS, isto explica por que as propriedades físicas e viscoelásticas tendem mais para a borracha do que para o asfalto, mesmo quando o betume é o principal componente.

A otimização da tecnologia de produção e a seleção adequada dos constituintes garantem uma fina e regular microestrutura melhorando as propriedades e a estabilidade à estocagem do ligante modificado.

Os polímeros quando adicionados aos asfaltos podem alterar o comportamento reológico do asfalto conferindo elasticidade, e também melhorar as propriedades mecânicas numa grande faixa de temperatura. As principais vantagens técnicas dos asfaltos modificados com polímeros são (IBP,1994):

- diminuição da suscetibilidade térmica;
- melhor característica adesiva e coesiva;
- maior resistência ao envelhecimento;
- elevação do Ponto de Amolecimento (é a mais baixa temperatura na qual uma esfera metálica padronizada, atravessando um anel também padronizado e cheio com o material betuminoso, percorre uma determinada distância sob condições especificadas; é a temperatura na qual o asfalto amolece quando aquecido em condições padronizadas) (Pinto, 1998a);

➤ redução do Ponto de Ruptura Fraas (índice que procura caracterizar a suscetibilidade térmica do asfalto; consiste em curvar repetidamente uma delgada lâmina de aço pintada com asfalto numa espessura de 0,5 mm (Santana e Gontijo, 1984). Cada curvatura da lâmina dura cerca de 11 segundos, em um banho onde a temperatura vai diminuindo. Ponto de Ruptura Fraas é a temperatura na qual surgem pequenas fissuras no asfalto (Crottaz & Pigois¹, 1978);

- alta elasticidade;
- maior resistência à deformação permanente,
- melhores características de fadiga.

Segundo Choquet e Ista (1992), Pinto (1993), Freitas (1996), Reis e Santo (1998) e outros, pode-se comentar as propriedades fundamentais dos ligantes asfálticos que podem ser alteradas com a adição de polímeros:

Suscetibilidade térmica – é uma das características mais importantes e mais desejadas quando se adiciona um polímero ao CAP. Caracterizada pela variação da consistência em função da temperatura. A adição de polímeros tem como objetivo aumentar a faixa de temperatura de serviço, isto é, em climas frios seu caráter flexível aumenta a resistência às trincas e fissuras na superfície do revestimento; e em climas quentes, proporciona o incremento do ponto de amolecimento e da viscosidade do ligante eliminando o risco de exsudação, afundamentos e de redução da macrotextura do pavimento.

Ramos *et al.* (1996) afirmam que a adição de SBS ao CAP convencional permite que se tenha um ligante com as mesmas características de fluidez nas temperaturas de mistura, espalhamento e compactação, e apresente também uma faixa de trabalho plástico superior ao ligante convencional, ou seja, que não se torne rígido nas temperaturas mais baixas, e que mantenha suas características plásticas acima dos limites superiores de temperatura que o pavimento venha atingir.

O SBS, por ser termoplástico, permite que o ligante CAP-SBS possa fluir a altas temperaturas, em virtude da fusão dos domínios estirênicos, e a temperaturas muito baixas, impede que o ligante se torne quebradiço em virtude da presença das molas butadiênicas.

Nas temperaturas mais altas de trabalho do pavimento, o CAP se torna excessivamente fluído, mas os domínios estirênicos permanecem ainda sólidos, como o CAP fica envolvido pela malha de SBS, o novo ligante trabalha nessas condições como borracha vulcanizada, só se tornando fluído em temperaturas mais elevadas do que as atingidas pelo pavimento.

Esta característica é medida pelo aumento do intervalo de plasticidade, proveniente da elevação do ponto de amolecimento e do abaixamento do ponto de ruptura Fraas, o que, em última análise é comprovado pela enorme diminuição da suscetibilidade térmica que o SBS impõe ao novo ligante.

Coesão – pode ser simplesmente definida como a energia necessária para romper um filme de ligante que varia em função da temperatura, passando por um máximo. A adição de polímeros ao CAP tem como objetivo aumentar a coesão máxima ou a faixa de coesão. Esta propriedade faz com que o ligante asfáltico mantenha os agregados unidos quando sujeitos à ação das cargas de tráfego, principalmente em baixas temperaturas.

Elasticidade – sob o efeito do tráfego e das variações de temperatura, os materiais e os ligantes se deformam. A elasticidade é a propriedade de suportar esta deformação de modo reversível sem romper. A resistência à fluência e/ou recuperação elástica do ligante modificado sob tensões de tração mantém a integridade do revestimento, mesmo quando sujeito a níveis elevados de deformação, ao contrário do comportamento puramente dúctil dos betumes convencionais.

Resistência à fadiga – sob os efeitos do tráfego, os materiais são solicitados repetidamente e consomem seu capital de resistência. A adição de polímeros visa aumentar este capital, sobretudo a baixas temperaturas.

A principal desvantagem no uso do asfalto modificado por polímero é o seu maior custo frente aos ligantes convencionais.

2.4 MISTURA BETUMINOSA

“Apesar das diversas crises petrolíferas no Brasil e no mundo, a preferência é por pavimentação com misturas betuminosas devido basicamente a cinco fatores: o preço competitivo, a impermeabilidade do ligante, a possibilidade de se trabalhar a diversas temperaturas, a durabilidade das misturas betuminosas e a adesividade do ligante aos agregados” (Senço, 1997).

Segundo o DNER-ES 313/97, o concreto betuminoso é a mistura executada em usina apropriada, com características específicas, composta de agregado mineral graduado, material de enchimento (*filler*) e ligante betuminoso espalhada e comprimida à quente.

Os métodos de ensaios das misturas betuminosas podem ser classificados em três tipos básicos (Coelho, 1992):

- a) Os métodos empíricos são constituídos por ensaios de laboratório que de alguma forma avaliam a estabilidade das misturas. Através das correlações entre os resultados desses ensaios e o desempenho das misturas na pista, são estabelecidos critérios para o projeto de misturas betuminosas. São desse tipo o método Marshall, o método Hubbard-Field, o método do estabilômetro de Hveem, o método do coesímetro de Hveem e muitos outros.
- b) Os métodos de ensaio das propriedades fundamentais são denominados de racionais ou científicos, pois procuram reproduzir, no ensaio de laboratório, uma condição similar àquela que ocorre com as camadas betuminosas nas pistas, ou então uma condição em que se possa avaliar uma determinada propriedade mecânica considerada como fundamental e preponderante no comportamento das camadas betuminosas. São desse tipo: os ensaios de tração simples, os ensaios de tração e compressão triaxial, os ensaios de cisalhamento puro, os ensaios de compressão axial, os ensaios de flexão com carga estática ou repetida e os ensaios de compressão diametral.

- c) Os métodos de ensaio por simulação do tráfego são as simulações em escala real, no campo ou em laboratório, da camada sob o regime de carregamento previsto.

Nos protótipos construídos, simulam-se as solicitações e medem-se as reações (tensões e/ou deformações) nas camadas.

Os métodos empíricos com o passar dos tempos tornaram-se deficientes, pois não consideram a existência de novos materiais, não levam em conta as diferenças climáticas que influenciam no desempenho dos pavimentos e não consideram as mudanças nas características do tráfego, como sobrecarga e pressão nos pneus.

O método Marshall foi desenvolvido na década de 1930, por Bruce G. Marshall, do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Mississippi – EUA, para determinar a quantidade ótima de ligante que deveria ser usada na composição de misturas betuminosas destinadas a serviços de pavimentação rodoviária. O critério usado por Marshall para obtenção deste parâmetro, baseava-se na máxima carga de compressão diametral suportada pelos corpos de prova, que foi associada à resistência mecânica do concreto asfáltico e chamada de estabilidade. É o método mais utilizado no Brasil.

O Método Marshall foi escolhido pelo exército dos EUA no período da Segunda Guerra Mundial, por ser um método rápido, simples e de relativa eficiência para a dosagem e controle de qualidade das misturas asfálticas preparadas a quente, para uso na pavimentação de aeroportos militares.

Diante disso, uma extensa pesquisa sobre o método Marshall foi desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano, que sugeriu várias alterações no método original que foram adotadas pelo exército dos EUA. Este método acabou tornando-se internacionalmente conhecido e utilizado (Coelho, 1992).

Os critérios do Corpo de Engenheiros do Exército Americano foram integralmente adotados pelas versões do método Marshall para uso no Brasil. Segundo DER/SP (1974) e DNER (1964) o método Marshall consiste basicamente em:

- ◇ preparação e separação de material granular para a confecção de, no mínimo, 15 corpos de prova. Costuma-se preparar 20 corpos de prova caso haja necessidade de repetir algum ponto;

- ◇ estimativa do teor ótimo de asfalto (t^*) recorrendo a experiência anterior ou ao método da superfície específica (método M148-60 do DER-SP), ou outro método equivalente;
- ◇ moldagem por impacto (50 ou 75 golpes em cada face do corpo de prova) de um soquete padronizado, com 4.540g de massa e 45 cm de altura de queda, de no mínimo 3 corpos de prova para cada um dos teores de asfalto (t^* , $t^* \pm 0,5 \%$, $t^* \pm 1 \%$);
- ◇ extração dos corpos de prova dos moldes cilíndricos e resfriamento ao ar livre durante 24 horas;
- ◇ pesagem dos corpos de prova ao ar e imersos em água para determinação dos elementos para o cálculo de suas características físicas (densidade aparente – D_a , volume de vazios – V_v e relação betume/vazios – RBV);
- ◇ imersão dos corpos de prova num banho de água a 60°C, durante 30 minutos. Imediatamente após são retirados do banho-maria e submetidos ao ensaio de compressão diametral, na forma idealizada por Marshall, para determinação de suas características mecânicas (estabilidade (E) e fluência (F)). No momento da ruptura determina-se a carga máxima e a deformação máxima. Fluência é a deformação máxima, expressa em centésimos de polegada, que sofre o corpo de prova até a ruptura e estabilidade é a carga de ruptura do corpo de prova, expressa em Kgf;
- ◇ traçado das curvas de variação das grandezas físicas e mecânicas (D_a , V_v , RBV, E e F) em função dos teores de asfalto empregados;
- ◇ determinação do teor ótimo de asfalto atendendo aos critérios definidos em norma.

De acordo com a NBR 12891 (1993), a escolha do teor ótimo de asfalto deve seguir alguns procedimentos:

- a) traçar gráficos, representando em abcissas o teor de asfalto e, em ordenadas, as médias dos seguintes valores correspondentes a cada teor de asfalto: estabilidade Marshall, fluência, vazios da mistura, relação betume-vazios, densidade aparente, e vazios do agregado mineral;
- b) a porcentagem de asfalto ótima é a média aritmética das seguintes porcentagens de asfalto: % de asfalto correspondente à máxima estabilidade, % de asfalto correspondente à máxima densidade aparente, % de asfalto correspondente a porcentagem média de vazios prevista para o tipo de mistura e % de asfalto correspondente a porcentagem média da relação betume-vazios. Para a camada de rolamento é a porcentagem de vazios correspondente a 4% de vazios, e para as camadas de binder e nivelamento é a porcentagem de asfalto correspondente a 5,5% de vazios;
- c) verificar se o teor ótimo obtido satisfaz as exigências apresentadas na NBR 12891.

Atualmente, no Brasil, os parâmetros usados no Método Marshall para concreto betuminoso usinado a quente, têm que se enquadrar nos limites mostrados na especificação do DNER-ES 313/97, e os limites dos parâmetros usados no Método Marshall para concreto asfáltico com polímero, devem seguir a especificação do DNER – ES 385/99.

Segundo Coelho (1992), o cálculo dos parâmetros D_a (densidade aparente), V_v (volume de vazios) e RBV (relação betume-vazios) dos corpos de prova utilizados pelo Método Marshall representa uma forma de se controlar dois aspectos fundamentais de um concreto asfáltico: o processo de compactação e a quantidade de vazios com e sem ligante asfáltico.

Os valores de D_a (lab), obtidos em laboratório podem ser comparados com os valores de D_a (pista) obtidos na pista, a fim de se controlar o processo de compactação. Além disso, através dos valores de D_a , pode-se pesquisar a indispensável correlação entre as energias de compactação utilizadas no laboratório e as utilizadas na execução das camadas asfálticas nas pistas.

Nos concretos asfálticos utilizados em pavimentação é desejável que os valores de V_v (%) e RBV (%) se situem entre um valor máximo e um valor mínimo desejável. O valor mínimo de V_v (%) deve ser tal que permita um pequeno aumento da densificação da camada por ação do tráfego e corresponda a um volume mínimo de vazios que permita a expansão térmica dos agregados, devido às elevações de temperatura das camadas, de modo a evitar a exsudação do ligante para a superfície das mesmas.

O valor máximo de V_v (%), é fixado para garantir uma densidade suficiente, em conjunto com as outras propriedades requeridas, tais como, estabilidade e resistência à tração, como assinala o Highway Research Board² apud Coelho (1992). Quanto ao RBV (%), o Highway Research Board² cita um trabalho de W.J. Emmons, no qual o autor declara que misturas com RBV (%) superiores a 90% produzem camadas betuminosas instáveis.

Assim, através do controle de V_v (%) e RBV (%), dentro de limites mínimos e máximos, específicos para cada situação, pode-se estabelecer um controle da deformação oriunda da canalização do tráfego, a qual pode acarretar a formação dos sulcos ou trilhas de rodas, ou até mesmo deslocamento da camada por amassamento e expulsão. Também através deste controle tem-se um monitoramento indireto da durabilidade dos concretos betuminosos: a durabilidade diminui, se os valores de V_v (%) e RBV (%) forem altos.

Os limites mínimos e máximos para V_v (%) e RBV (%) dependem do tipo de mistura que está sendo empregada e também da pressão dos pneus dos veículos que solicitarão à camada betuminosa em questão.

Foretti (1999) avaliou o comportamento do asfalto convencional (CAP 20) e do asfalto modificado com polímeros (BETUFLEX B 80/60), comparando os resultados de dois métodos de ensaios, o Método Marshall e o Ensaio de Fluência por Compressão Uniaxial Estática. O autor concluiu que:

² HIGHWAY RESEARCH BOARD. Bituminous Paving Mixtures: Fundamentals for Design. Washington, D. C., E.U.A, Bulletin 105, 1955. 45p.

- ◇ o Ensaio Marshall não conseguiu qualificar, de maneira adequada, a influência da utilização de asfaltos modificados com polímeros em misturas asfálticas através das propriedades por ele medida, uma vez que a única diferença detectada foi na estabilidade. A mistura com polímero apresentou estabilidade menor que a mistura convencional, mostrando um comportamento contrário ao esperado;
- ◇ o Ensaio de Fluência por Compressão Uniaxial Estática “mede” a influência do tipo de asfalto utilizado, mostrando a maior ou menor suscetibilidade da mistura asfáltica ao carregamento estático e, conseqüentemente, à formação de trilha de roda. Foretti concluiu que à luz dos resultados dos ensaios de fluência, houve uma tendência de melhora das características da mistura asfáltica com a utilização de asfalto modificado com polímeros.

2.5 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS BETUMINOSAS

As misturas asfálticas são freqüentemente utilizadas nos pavimentos como camada de revestimento. Os mais severos defeitos que ocorrem em estruturas flexíveis e que refletem no revestimento permitem identificar dois modos distintos de solicitação mecânica: flexão repetida, responsável pela fadiga do material e que está associada ao trincamento do revestimento ou de camadas cimentadas, e a compressão simples, que conduz ao acúmulo de deformações permanentes.

O desempenho de um concreto asfáltico em um pavimento pode ser otimizado através das seguintes propriedades: estabilidade, durabilidade, flexibilidade, resistência mecânica à fadiga, à deformação plástica e à derrapagem (aderência), impermeabilidade e trabalhabilidade (Momm, 1998).

O trincamento é o início de uma fase de deterioração estrutural que modifica o estado de tensões e de deformações do sistema estratificado e, assim, o seu desempenho. Portanto é importante conhecer as características de ruptura dos materiais envolvidos na construção dos pavimentos, tendo em vista que o comportamento dos revestimentos sob

solicitações à flexão e à compressão é caracterizado por Leis Fenomenológicas específicas: lei de fadiga e lei de deformação permanente. Essas constituem as leis de comportamento mecânico intrínseco que devem ser abordadas em um projeto estrutural de pavimentos (Pinto, 1991).

Os estudos de mecânica dos pavimentos no Brasil foram marcados pela introdução em 1977 da técnica de ensaios de cargas repetidas com acionamento pneumáticos, em pesquisas de teses de pós-graduação na COPPE/UFRJ, em convênio com o IPR/DNER.

A mecânica dos pavimentos é bastante recente como ciência aplicada e com muitos aspectos ainda não esclarecidos.

Neste item serão comentados alguns estudos feitos nesta área, mas as descrições e os procedimentos dos respectivos ensaios, estarão expostos no Capítulo 3.

O sistema estratificado em camadas que constitui a estrutura de um pavimento tem um comportamento complexo de trabalho quando cargas transientes induzem tensões, deformações e deslocamentos. O pavimento tem uma finalidade funcional que está associada ao conforto e segurança do usuário e a condição estrutural (resistir a cargas aplicadas) (DNER, 1998).

Os seguintes fatores devem ser considerados para projetar um pavimento (Gonçalves, 1998):

- a) a natureza e qualidade dos materiais;
- b) características e condições do solo do subleito;
- c) tráfego esperado (magnitude e frequência das cargas dos veículos ou aeronaves);
- d) materiais de construção disponíveis a distâncias de transporte economicamente viáveis;
- e) práticas construtivas locais, experiência e habilidade das empresas de construção;
- f) condições climáticas (pluviometria e oscilações térmicas);

- g) importância da rodovia ou aeroporto traduzida por um nível de confiabilidade (N_c) que o pavimento apresentar. Quanto maior o N_c adotado, menores serão os custos de conservação e menos frequentes as intervenções requeridas.

Em geral, os métodos de dimensionamento de pavimentos avaliam as estruturas em função dos parâmetros acima, e, após os cálculos das tensões e das deformações nos maciços de multicamadas elásticas e isotrópicas, comparam os resultados obtidos com as solicitações e deformações admissíveis que os materiais são capazes de resistir.

Segundo Gonçalves (2000), o desempenho estrutural de um pavimento flexível pode ser avaliado através da variação do módulo de elasticidade efetivo de uma das camadas com o tráfego acumulado. Os principais mecanismos de deterioração dos pavimentos flexíveis são:

- a) formação e crescimento de trincas nas camadas asfálticas do revestimento, decorrentes da fadiga provocada pela repetição das cargas do tráfego;
- b) geração de afundamentos em trilha de roda ou de ondulações na superfície em decorrência de deformações plásticas em todas as camadas, sob a repetição das cargas do tráfego;
- c) se a camada de base é de drenagem lenta, a formação de trincas no revestimento dá acesso a águas pluviais, que se acumulam no topo da base. Com a passagem de uma carga de roda, gera-se um excesso de pressões neutras na água retida, levando ao bombeamento de finos da base para a superfície (erosão) e as solicitações dinâmicas elevadas sob a camada de revestimento, acelerando a sua deterioração. Se a água atingir e acumular no topo do subleito, não sendo este drenante, aumenta a geração de deformações plásticas nessa camada e a sua intrusão na base granular;
- d) envelhecimento do ligante betuminoso por oxidação, que fragiliza a mistura asfáltica e facilita seu trincamento e o arrancamento de agregados. A velocidade com que a oxidação do asfalto se processa depende das condições de temperatura, umidade e insolação. As oscilações térmicas, por

sua vez, levam à formação de trincas superficiais, cujo potencial de geração é aumentado pela oxidação dos primeiros 25 mm do topo da camada asfáltica;

- e) desgaste com exposição de agregados e perda da macrotextura da superfície do pavimento, em decorrência da abrasão provocada pelos veículos, acelerado pelo intemperismo (oxidação do asfalto), levando à queda do coeficiente de atrito. Este problema é especialmente grave nos revestimentos em Tratamento Superficial.

O projeto racional é baseado no conhecimento das propriedades reológicas das camadas que compõe a estrutura, sendo necessário, realizar ensaios adequados que permitam definir equações para os materiais que expressem as condições de solicitação no campo. Contudo, a adequação dos ensaios no laboratório e no campo não é tão simples, e uma série de equipamentos e procedimentos metodológicos tem sido propostos com elevado grau de sofisticação.

O estudo do comportamento reológico dos materiais betuminosos tem por objetivo principal encontrar a relação entre deformação, tensão, tempo de aplicação de carga e temperatura. Tem havido um consenso na adoção dos chamados parâmetros de resiliência dos materiais com o objetivo de caracterizar a parcela elástica no comportamento estrutural.

Segundo Medina (1997), o primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem. Entendia Hveem que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. Hveem preferiu usar este termo ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos (concreto, aço, etc.).

O módulo de resiliência (MR) de um material é a relação entre a tensão vertical aplicada repetidamente (σ_d) e a deformação específica axial resiliente (ϵ_r) correspondente a um número particular de aplicações da tensão:

$$MR = \sigma_d / \epsilon_r \quad (2.11)$$

No Brasil, o ensaio de tração indireta ou compressão diametral tem sido utilizado rotineiramente para determinar a resistência à tração e o módulo de resiliência de misturas betuminosas e materiais cimentados (Pinto, 1991).

O ensaio de tração indireta ou compressão diametral é conhecido como “Ensaio Brasileiro”, e foi desenvolvido por Lobo Carneiro e Barcellos no Brasil, e por Akazawa no Japão, em 1953, para determinar a resistência à tração de corpos de prova de concreto cimento, por solicitação estática (Pinto e Preussler, 1980).

Pinto e Preussler (1980), em estudos com módulos resilientes de concretos asfálticos, identificaram determinados intervalos de variação para a resistência à tração (Tabela 2.3). Os parâmetros encontrados estão relacionados à temperatura ambiente, às especificações e procedimento de projeto segundo as normas adotadas pelo DNER, aos agregados tipo gnaïsse e gnaïsse gratinóide, aos cimentos asfálticos CAP 50/60 e CAP 85/100 e aos teores de betume variando entre 4,3% a 6,5%. Os intervalos de variação da resistência à tração independem da faixa granulométrica do agregado.

TABELA 2.3 – Intervalos de variação para a resistência à tração (Pinto e Preussler, 1980)

Tipo de CAP	Varição de s_t (Kgf/cm²)
CAP 50/60	6,70 a 9,60
CAP 85/100	4,41 a 7,10

Para anteprojeto ou projetos de estradas secundárias, Motta e Pinto (1994), sugerem que o módulo de resiliência seja estimado a partir do resultado do ensaio de resistência à tração por compressão diametral estática através da seguinte relação:

$$MR = 343 + 4028 \sigma_t \quad (2.12)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (Kgf/cm²)

σ_t = resistência à tração por compressão diametral (Kgf/cm²)

Segundo Pinto e Preussler (1980), o ensaio de módulo de resiliência surgiu a partir dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral quando, optou-se por determinar o módulo de elasticidade dinâmico de misturas betuminosas e materiais cimentados.

O módulo de resiliência é definido como a relação entre a tensão de tração (σ_d) aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura betuminosa e a deformação específica de extensão recuperável (ϵ_r) correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura, para uma frequência de aplicação de carga, medida no plano ortogonal ao de carregamento.

Pinto e Preussler (1980) recomendam para as misturas betuminosas com teores de asfalto variando de 4,3% a 6,5% os intervalos para o módulo de resiliência conforme Tabela 2.4.

TABELA 2.4 – Intervalos de variação para o módulo de resiliência (Pinto e Preussler, 1980)

Tipo de CAP	Tipo de camada	
	Capa (Kgf/cm ²)	Binder (Kgf/cm ²)
CAP 50/60	27000 – 43000	27000 - 49000
CAP 85/100	19000 – 30000	22000 – 30000

NOTA: Os parâmetros encontrados estão relacionados à temperatura ambiente, às especificações e procedimento de projeto segundo as normas adotadas pelo DNER, aos agregados tipo gnaiss e gnaiss gratinóide, aos cimentos asfálticos CAP 50/60 e CAP 85/100 e aos teores de betume variando entre 4,3% a 6,5%. Os intervalos de variação da resistência à tração independem da faixa granulométrica do agregado.

Segundo Motta (1998), de uma forma simplificada, pode-se dizer que o módulo resiliente varia com a granulometria da mistura, sendo maior quanto mais grossa for a faixa adotada; varia com o ligante asfáltico, sendo maior quanto menor a penetração do asfalto ou maior a sua viscosidade, mas não é muito sensível ao teor de asfalto, dentro da faixa normal de dosagem.

A mesma autora ressalta que ultimamente tem-se utilizado em projetos de dimensionamento de pavimentos a relação do módulo de resiliência (MR) com a tensão de

ruptura de tração (σ_t) dos revestimentos asfálticos, em vista de ser um indicativo da capacidade de retorno elástico das misturas asfálticas e sua resistência ao trincamento por tração frente às solicitações do tráfego e também, por permitir uma forma expedita de inferir o módulo resiliente de uma mistura asfáltica, através de dados de mais fácil obtenção como é o caso da resistência à tração (σ_t).

Relações MR/σ_t encontradas para as misturas betuminosas a quente com ligantes convencionais, ensaiadas a 25°C (Amaral, 2000):

a) Pinto (1991):

$$MR = 6461 \sigma_t, \text{ com } r^2 = 0,96 \quad (2.13)$$

b) Motta e Pinto (1994):

$$MR = 4385 \sigma_t \quad (2.14)$$

c) Procedimento de reforço DNER PRO 269/96:

$$MR = 5000 \sigma_t \quad (2.15)$$

Relações MR/σ_t encontradas para as misturas betuminosas a quente com ligantes modificados, ensaiadas a 25°C (Amaral, 2000):

a) Motta (1998):

$$MR = 3000 \text{ a } 3500 \sigma_t \quad (2.16)$$

Segundo Ceratti *et al.* (1996), a susceptibilidade das misturas asfálticas pode ser investigada pela variação do módulo de resiliência com a temperatura. As misturas betuminosas apresentam fluência sob tensões em temperatura elevada, originando deformações permanentes e em baixas temperaturas, devido ao processo de enrijecimento, é formada uma condição propícia para o desenvolvimento de fissuras por fadiga.

Nos últimos 20 anos muitos estudos sobre as características resilientes e comportamento à fadiga das misturas betuminosas vem sendo realizados assim como tentativas de aplicar os seus resultados em procedimentos de projetos de pavimentos. A aplicabilidade dos programas computacionais, baseados na teoria das camadas elásticas, na análise de estruturas de pavimentos flexíveis requer o conhecimento dos módulos de

resiliência ou de rigidez das camadas e da vida de fadiga do revestimento betuminoso sob tensões repetidas.

Van de Loo (1976) afirma que, quando se trata de defeitos de pavimentos, a ênfase está na fadiga e na deformação permanente das misturas asfálticas. Salienta ainda que nas áreas onde ocorrem os mais sérios problemas de deformação permanente ou afundamento de trilha de roda, o projeto da mistura asfáltica foi avaliado pelo critério da dosagem Marshall, induzindo ao raciocínio de que este método de dosagem para misturas asfálticas é limitado.

Huber³ *apud* Merighi, 1999, após a análise de trezentos artigos técnicos sobre o tema deformação permanente em misturas asfálticas escritos no período compreendido entre 1988 e 1996, concluiu que aproximadamente 38% dos defeitos de pavimento são do tipo trincas por fadiga, 17% têm origem na deformação permanente, 11% são problemas originados na execução do pavimento e em 34% dos defeitos não foi possível identificar a causa. Os 38% e os 17% referentes aos defeitos de fadiga e deformação permanente estudados por Huber³, reforçam a necessidade de se estudar o comportamento dos materiais asfálticos de revestimento a fim de se atingir não só a tecnologia de pavimentos seguros e confortáveis, mas também dominar a técnica e o campo da mecânica dos pavimentos para previsões de desempenho da malha viária.

2.5.1 Fenômeno da fadiga

O fenômeno da fadiga tem sido descrito como um processo de mudança estrutural permanente, localizada e progressiva, que ocorre no material quando está submetido a condições de carregamento que produzam tensões e deformações repetidas em algum ponto ou pontos, resultando em trincas ou fratura completa após um número suficiente de repetições.

³ HUBER, G. A , ZHANG, X. & FONTAINE, R. Superpave Models: Predicting Performance During Design and Construction., Transportation Research Board, Washington, D. C., Transportation Research Board, 1545, p. 105-112,1999

A fadiga também é descrita como um fenômeno de fratura sob tensões repetidas de valor máximo menor do que a resistência à tração do material.

“A fadiga é um processo de degradação estrutural, progressivo e localizado, que sofre um material submetido, em um ou vários pontos, a tensões ou deformações repetidas, podendo culminar na fissuração ou ruptura completa do material após um suficiente número de repetições” (Gontijo, 1980).

“A fadiga representa o principal mecanismo de ruptura dos pavimentos asfálticos no Brasil, determinando o fim da vida útil estrutural do pavimento devido ao trincamento causado pela repetição das cargas e das conseqüentes deformações elásticas” (Motta e Pinto, 1994).

"Nos pavimentos flexíveis, a manifestação da fadiga se torna visível e identificável pelo surgimento de trincas interligadas conhecidas como couro de jacaré, que num estágio bastante avançado, separa blocos do revestimento provocando a não transmissão de carga entre eles. Para avaliar qualitativamente o número de solicitações que vai provocar o trincamento ou ruptura total de uma mistura, existem vários tipos de ensaios de laboratório, que usam corpos de prova e modos de solicitação diferentes. Basicamente, a primeira grande separação que se pode fazer entre os diferentes ensaios é quanto ao modo de solicitação que pode ser tensão controlada ou deformação controlada. Nos ensaios tipo tensão controlada, a carga é constante ao longo do tempo e as deformações resultantes variam (Figura 2.2), enquanto que nos ensaios tipo deformação controlada, as cargas são variáveis com o tempo de tal forma a produzir uma deformação constante durante todo o ensaio (Figura 2.3). Na verdade estes dois tipos de ensaios representam os tipos extremos de carregamento possíveis no campo, sendo que realmente ocorre sempre um tipo intermediário de solicitação (Figura 2.4)"(Liberatori, 2000).

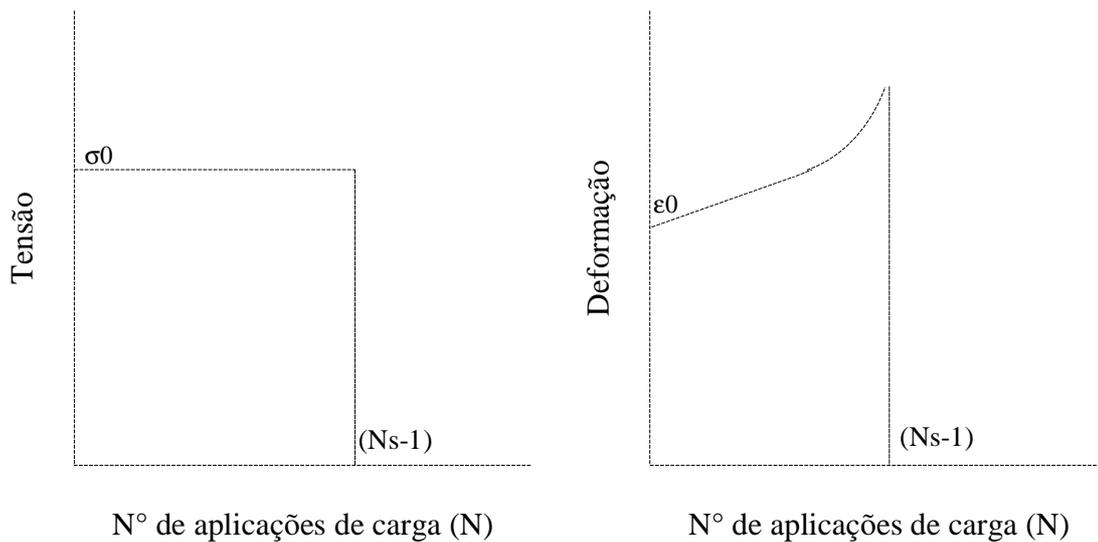


FIGURA 2.2 – Representação esquemática dos tipos de carregamento, ensaio de tensão controlada (Motta, 1995).

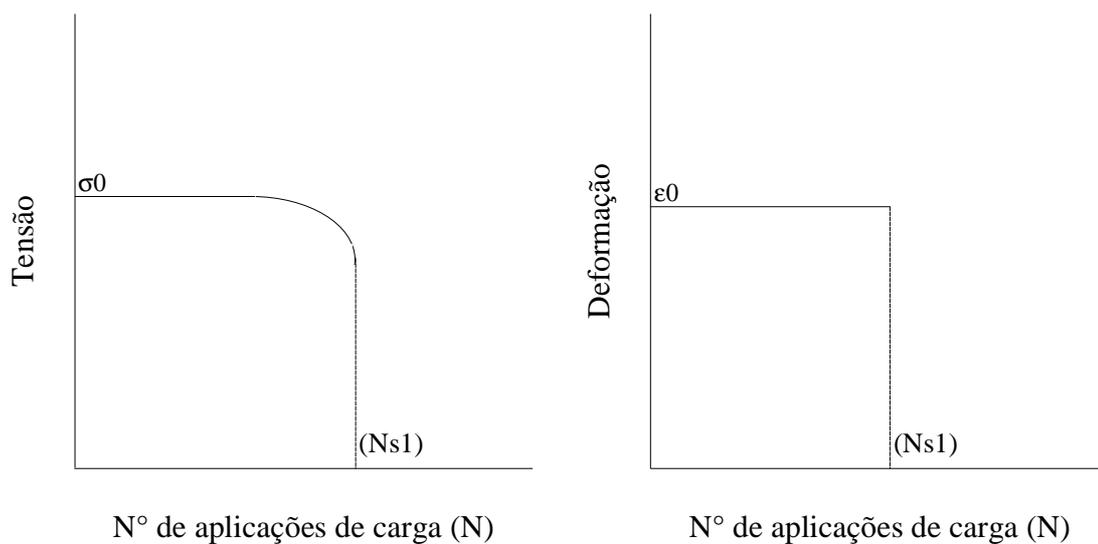


FIGURA 2.3 – Representação esquemática dos tipos de carregamento, ensaio de deformação controlada (Motta, 1995).

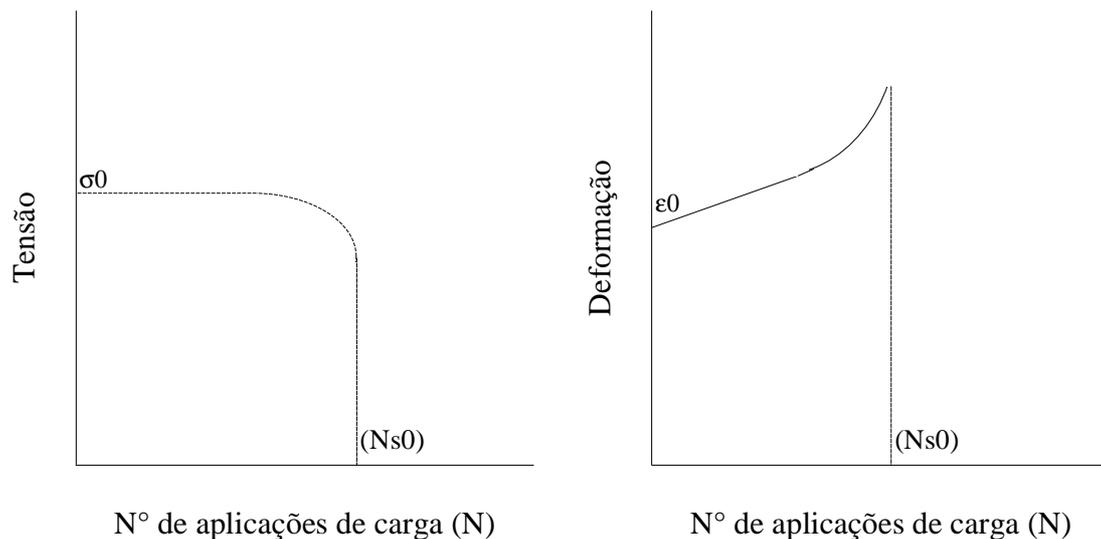


FIGURA 2.4 – Representação esquemática dos tipos de carregamento, situação intermediária entre os ensaios de tensão controlada e de deformação controlada (Motta, 1995).

Segundo Liberatori (2000), os ensaios tipo tensão controlada determinam um N menor, ou seja, a solicitação a tensão controlada provoca a vida mínima de fadiga enquanto a solicitação do tipo deformação controlada provoca a vida máxima de fadiga. Como no campo o modo de solicitação é intermediário, além de outras aproximações que se fazem no laboratório, é necessário um fator campo/laboratório para se ajustar o N de laboratório à vida útil de campo quanto à fadiga. Para ensaios de tensão controlada aparecem fatores multiplicadores de até 1000 vezes. De maneira geral, pode-se dizer que:

1. em pavimentos com revestimentos delgados ($h \leq 5\text{cm}$) deformações máximas na fibra inferior do revestimento são pouco dependentes da temperatura e do módulo do material, sendo adequado usar os resultados de ensaios de deformação controlada. Deve-se usar misturas de pequena rigidez o que vai gerar menores tensões de tração e a vida mínima de fadiga se dá a baixas temperaturas;

2. em pavimentos com revestimentos espessos ($h \geq 15\text{cm}$) as deformações máximas decrescem com o aumento do módulo, ou equivalentemente, com o decréscimo da temperatura, enquanto as tensões permanecem constantes. Portanto, o ensaio de tensão controlada é o mais indicado. A condição crítica para a vida de fadiga é a temperatura elevada.

Segundo Monismith e Deacon (1969), os ensaios de deformação controlada aplicam-se a pavimentos com camadas betuminosas fracas em relação ao seu suporte, pois assim o revestimento adiciona uma pequena rigidez à estrutura como um todo e, quando a carga é aplicada, a sua deformação é controlada pela deformação das camadas subjacentes. Os ensaios de tensão controlada aplicam-se a pavimentos com camadas asfálticas rígidas em relação ao seu suporte, pois ao resistirem às cargas aplicadas, controlam a magnitude das deformações que podem ocorrer.

O comportamento à tensão ou deformação controlada dependerá tanto da espessura e do módulo de rigidez do revestimento, como do módulo da estrutura subjacente. Com a finalidade de estabelecer uma diferença quantitativa entre os dois tipos de carregamento, Monismith e Deacon (1969) introduziram o conceito do fator modo (*mode factor*), definido pela expressão:

$$F = \frac{|A| - |B|}{|A| + |B|} \quad (2.17)$$

Onde $|A|$ e $|B|$ são as variações percentuais sofridas pelas tensões ou deformações para determinada redução do módulo de rigidez. Desta forma se:

$F = -1 \rightarrow$ tensão controlada

$F = +1 \rightarrow$ deformação controlada

$-1 < F < +1 \rightarrow$ solitação intermediária.

Pinto (1991) fez um estudo paramétrico para as condições mais usuais de estruturas brasileiras e mostrou que, na maioria das vezes, estas trabalham bem mais à tensão controlada. Isto é importante porque os ensaios à tensão controlada são muito mais fáceis de serem realizados.

Os tipos de ensaios dinâmicos mais utilizados para a determinação da vida útil de fadiga distinguem-se quanto ao processo de desenvolvimento das tensões: flexão, torção, tração direta ou indireta, que se aplicam a corpos de prova de geometria apropriada e diferente para cada um (disco cilíndrico, vigas, amostra cilíndrica com seção variável, etc.). No Brasil, o ensaio mais comum é o de compressão diametral à tensão controlada.

Os ensaios de flexão alternada (viga e trapezoidal) permitem a reversão da solicitação tração-compressão e possibilitam o controle da tensão ou da deformação.

O ensaio de fadiga em compressão diametral tem a vantagem da simplicidade de preparação ou extração (pistas) dos corpos de prova, enquanto que os corpos de prova em viga ou trapezoidais são obtidos por serragem, o que demanda tempo e máquinas especiais.

Na grande maioria dos ensaios de laboratório, os sinais de solicitações aplicados são periódicos e não leva em conta a variação real das amplitudes. A amplitude das deformações e das tensões das seqüências de sinais obtidos pela passagem do eixo pode variar em função do tipo de tráfego e do meio ambiente (temperatura, umidade, etc.).

Os ensaios de fadiga em corpos de prova de laboratório podem ser feitos de dois modos:

- ◇ **ensaio de fadiga à deformação controlada** – situação em que a deformação é mantida constante durante todo o transcurso do ensaio. A tensão diminui durante o ensaio, com uma queda importante nos instantes iniciais, estabiliza-se em uma queda suave ao longo da maior parte da duração do ensaio e ocorre uma queda de tensão forte nos instantes que antecede a ruptura. Nos ensaios com corpos de prova trapezoidais, considera-se como rompido o corpo de prova para o qual a tensão alcança o valor da metade do valor da tensão inicial. Neste tipo de ensaio, a tensão se adapta à deformação que é controlada constante ao longo de todo o ensaio.
- ◇ **ensaio de fadiga à tensão controlada** – o ensaio é realizado de modo a que a tensão permanece constante ao longo de todo o ensaio. A deformação aumenta fortemente no início do ensaio, estabiliza-se ao longo do

transcurso do ensaio com um aumento lento e progressivo e nos instantes antes da ruptura ocorre um aumento forte da deformação até a ruptura.

Constata-se que os ensaios de tensão controlada dão resultados mais pessimistas que os à deformação controlada e com resultados menos dispersos. São ensaios mais agressivos, pois a deformação aumenta durante todo ensaio (Riviere⁴ *apud* Momm, 1998).

Os resultados dos ensaios de fadiga são trabalhados da seguinte forma: para cada tipo de mistura determina-se uma relação experimental entre o número de repetições de carga até a ruptura e o nível de tensões atuantes, que em geral é expressa pela tensão de tração provocada pelo carregamento ou pela diferença de tensões atuantes no centro do corpo de prova. O modelo que em geral se usa é o logarítmico:

$$N = K_2 \left(\frac{1}{\Delta \mathbf{s}} \right)^{n_2} \rightarrow \log(N) = \log(K_2) - n_2 \log(\Delta \mathbf{s}) \quad (2.18)$$

onde: $\Delta \mathbf{s} = \mathbf{s}_c - \mathbf{s}_t$, e no caso de ensaio por compressão diametral tem-se:

$$\mathbf{s}_c = -\frac{6F}{plt} \quad (2.19) \quad \text{e} \quad \mathbf{s}_t = \frac{2F}{plt} \quad (2.20)$$

Onde:

N – número de repetições de carga necessários à ruptura completa da amostra – vida de fadiga;

\mathbf{s}_c – tensão de compressão;

\mathbf{s}_t – tensão de tração;

$\Delta \mathbf{s}$ – é a diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra;

K_1, n_1 – são parâmetros de fadiga determinados experimentalmente.

⁴ RIVIERE, N., (1996), Comportement em Fatigue des Enrobés Bitumineux, Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux I.

Calcula-se a força a ser aplicada a cada corpo de prova para que σ_t gerado seja 10, 20, 30 e 40% da $\sigma_{m\acute{a}x}$ estática para cada tipo de mistura e temperatura ensaiados.

Tendo-se a curva de fadiga de uma mistura e, de alguma forma, calculando-se o nível de tensão a que estará sujeita no campo, numa dada estrutura, pode-se prever qualitativamente o comportamento a fadiga desta mistura no revestimento.

As camadas do pavimento de concreto asfáltico são submetidas a solicitações de flexão às passagens das cargas rolantes. Mesmo que as deformações provocadas sejam pequenas, as repetições das solicitações causam danos por fissuração progressiva do material. O fenômeno da fadiga de um material caracteriza-se por sua ruptura após a aplicação repetida de um grande número de solicitações com amplitude de deformação inferior à amplitude que o levaria à ruptura com uma só aplicação da solicitação (na prática, para número de solicitações superior a 10 000 ciclos).

No laboratório podemos realizar ensaios estáticos (“*creep*”, relaxação de tensões, velocidade constante de deformação) e ensaios dinâmicos (variações senoidais de tensões ou deformações com o tempo e carregamento repetido (cargas pulsantes)), para estimar a vida de fadiga e as propriedades elásticas das misturas betuminosas. Os ensaios que melhor reproduzem as condições de carregamento induzidas pelo tráfego são os dinâmicos.

Segundo Momm (1998), o ensaio clássico que caracteriza o fenômeno de fadiga consiste em submeter corpos de prova do material às solicitações repetidas e anotar o número de ciclos até que entre em ruptura.

“Os ensaios de fadiga dos concretos asfálticos dão resultados muito dispersos devido ao material e, especialmente, ao próprio fenômeno da fadiga. Os resultados dos ensaios de fadiga sobre corpos de prova de material idêntico podem variar de 1 para 10 entre os metais (Brand *et al.*⁵ apud Momm, 1998), de 1 para 50 para os concretos asfálticos (Soliman⁶ apud Momm, 1998).É necessário efetuar grande número de ensaios para obter-se um conjunto de resultados estatisticamente representativo do fenômeno real, variando os níveis de solicitação” (Momm, 1998).

⁵ BRAND, A; FAVENOT, J. F.; GREGORE, R., (1992), *Données Technologiques sur la Fatigue*, Center Technique des Industries Mécaniques (CETIM).

⁶ SOLIMAN, S., (1976), *Influence des Paramètres de Formulation sur le Comportement à la Fatigue d’un Enrobé Bitumineux*, Rapport de Recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 58.

Os limites de resistência à fadiga variam de acordo com o tipo de material. Certos materiais resistem indeterminadamente às solicitações se estas forem inferiores a um certo limiar. Isto é, pode-se aplicar um número infinito de solicitações e o material não atinge a fadiga.

No campo real, as solicitações que os pavimentos sofrem ao longo da vida de carregamento não são constantes. É necessário dispor de um meio de adicionar os danos provocados por essas diferentes solicitações.

No caso da aplicação sucessiva de solicitações, seja N_1 o número de duração de vida para solicitações de amplitude S_1 e N_2 o número de duração vida para solicitações de amplitude S_2 . Se o material já foi submetido n_1 vezes à solicitação de amplitude S_1 , o problema a resolver será encontrar o número de duração de vida n_2 para a solicitação de amplitude S_2 que o material suportará antes da ruptura.

A Lei de Miner dá uma solução aproximada:

$$n_1 / N_1 + n_2 / N_2 = 1 \quad (2.21)$$

A Lei de Miner pode ser generalizada para o caso de grande número de seqüências de solicitações repetidas:

$$\sum_i n_i / N_i = 1 \quad (2.22)$$

No caso dos concretos asfálticos a Lei de Miner não tem se verificado.

As solicitações nos concretos asfálticos dos pavimentos são, em geral, seguidas de um pequeno tempo de repouso. Isto é, as seqüências das solicitações não são perfeitamente contínuas.

Durante este tempo de repouso os concretos asfálticos recuperam-se parcialmente dos danos da solicitação; poder-se-ia dizer que os concretos asfálticos “cicatrizam-se” durante os instantes de repouso. Este fenômeno de cicatrização dos concretos asfálticos, chamado de autorreparação, permite que esses tenham vida mais longa se houver repouso entre as solicitações sucessivas (Momm, 1998).

Os ensaios de fadiga são demorados e necessitam de grande número de corpos de prova para se ter uma curva de fadiga com representatividade estatística, considerar mais um tempo de repouso entre as solicitações seria um problema.

Os concretos asfálticos têm comportamento viscoelástico. Por termografia infravermelha foi possível visualizar e medir a dissipação do calor produzido por atrito interno durante a seqüência de ensaio de fadiga (De La Roche⁷ *apud* Momm, 1998).

A temperatura aumenta ao redor da região onde aparecem as fissuras e aumenta até os instantes da ruptura no ensaio de fadiga.

Segundo o nível de solicitação, a freqüência, a temperatura de ensaio, e o tipo de material, uma fração maior ou menor de energia mecânica fornecida para o ensaio, dissipa-se sob forma de calor (Riviere⁴ *apud* Momm, 1998).

O aquecimento interno contribui para a diminuição do módulo, relação tensão/deformação, que se traduz por aumento da deterioração.

Conforme o ensaio seja de tensão controlada ou deformação controlada, a energia dissipada evolui de maneira diferente:

- ◇ **a energia dissipada** diminui ao longo do curso do ensaio para os ensaios de deformação controlada e pode, em certas situações ser negligenciada;
- ◇ **a energia dissipada** aumenta ao longo do curso do ensaio para os ensaios de tensão controlada.

A energia total dissipada pode ser obtida pela integração sobre o número de solicitações impostas.

O principal objetivo da realização dos ensaios de fadiga dos concretos asfálticos é obter parâmetros de dimensionamento de pavimento. O comportamento à fadiga dos concretos asfálticos pode ser simulado de duas formas:

⁷ De La ROCHE, C., (1996), Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux, Expérimentations et Nouvelles Perspectives d' Analyse, Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris.

- ◇ através de pistas experimentais em verdadeira grandeza (por exemplo, a pista experimental da AASHO) ou em pista de teste (por exemplo, a pista tipo carrossel de fadiga do LCPC – Nantes, Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS – DAER/RS);
- ◇ através de ensaios de laboratório, em corpos de prova, com repetidas solicitações.

Segundo Pinto (1991), os fatores que afetam a vida de fadiga de misturas asfálticas são:

Fatores de carga:

- a) magnitude de carregamento;
- b) tipo de carregamento, tensão ou deformação controlada;
- c) frequência, duração e intervalo de tempo entre aplicações sucessivas de carregamento;
- d) história de tensões: carregamento simples ou composto;
- e) forma do carregamento: triangular, quadrado, etc.

Fatores de mistura:

- a) tipo de agregado, forma e textura;
- b) granulometria do agregado;
- c) penetração do asfalto;
- d) teor de asfalto;
- e) temperatura de mistura;
- f) energia de compactação.

Fatores ambientais:

- a) temperatura;
- b) umidade.

Outra variáveis:

- a) módulo resiliente ou rigidez;
- b) índice de vazios.

Momm (1998) definiu os fatores que afetam a vida de fadiga dos concretos da seguinte forma: a) fatores de solicitação, b) fatores de formulação do concreto asfáltico e c) fatores do meio ambiente.

a) Fatores de solicitação

Os principais fatores que influenciam a fadiga inerente à solicitação imposta aos concretos asfálticos estão relacionados às particularidades dos ensaios:

- Testes de fadiga em flexão alternada de corpos de prova prismáticos, trapezoidais e compressão diametral

O número de trabalhos comparando os resultados dos diversos métodos de ensaios é ainda muito inexpressivo.

Tayebali *et al.*⁸ *apud* Momm, 1999, agruparam os resultados de um trabalho realizado para SHRPP – *Strategic Highway Research Program* – que comparam os efeitos da formulação e variáveis de teste (Tabela 2.5).

Observa-se na Tabela 2.5 que existe uma diferença considerável entre os resultados dos três tipos de testes. O teste de flexão em viga apresenta duração de vida maior e o teste de compressão diametral duração de vida menor.

A duração de vida do concreto asfáltico no teste de flexão em viga pode ser aproximadamente 40 vezes maior que a obtida no ensaio de compressão diametral. A validação do resultado dos ensaios de laboratório carece de verificação em pistas experimentais de teste para uso nos dimensionamentos de pavimentos.

⁸ TAYEBALI, A. A.; DEACON, J. A.; COPLANTZ, J. S. FINN, F. N., MONISMITH, C. L., (1994), Fatigue Response of Asphalt Aggregat Mixtures, Part I et II, Strategy Highway Research Program, Project A-404. Asphalt Research Program, Institute of transportation Studies, University of California.

TABELA 2.5 – Ciclos médios de ruptura em diferentes testes (Tayebali *et al*⁸ apud Momm, 1998)

		Fadiga na Flexão em Viga		Fadiga na flexão em Trapezoidal		Fadiga em Compressão Diametral	
		Ciclos Médios para a ruptura	Ciclos Médios para a ruptura	Ciclos Médios para a ruptura	Ciclos Médios para a ruptura	Ciclos Médios para a ruptura	Ciclos Médios para a ruptura
Tipo de asfalto	AAK-1	1.106.300	158.800	42.650			
	AAG-1	7.815.700	376.800	275.000			
Teor de vazios	4%	7.679.400	552.600	184.300			
	8%	1.121.150	109.100	63.400			
Tensão	Alta	9.192.600	552.800	224.950			
	Baixa	936.750	109.100	51.950			

- Testes a tensão controlada e deformação controlada

Os resultados de fadiga são diferentes para ensaios nos quais a tensão é controlada ou a deformação é controlada. Algumas tendências são observadas:

- ◇ durante a evolução do teste de fadiga à tensão controlada a deformação cresce continuamente até a ruptura e no teste à deformação controlada a tensão reduz progressivamente;
- ◇ os concretos asfálticos tendem à duração de vida menores nos ensaios com tensão controlada do que com deformação controlada;
- ◇ os resultados de duração de vida nos testes de tensão controlada, em geral, são menos dispersos que nos ensaios de deformação controlada;
- ◇ nas temperaturas mais elevadas os ensaios com tensão controlada apresentam vida mais reduzida que nos ensaios de deformação controlada;
- ◇ os módulos de rigidez mais altos tendem a produzir duração de vida maior nos ensaios de tensão controlada do que nos ensaios de deformação controlada;

- ◇ nos ensaios de tensão controlada a deterioração do corpo de prova é forte e a propagação das fissuras é rápida, enquanto que nos ensaios de deformação controlada a deterioração é moderada e mais longa.

b) Fatores de formulação

Existem muitos fatores de formulação que influenciam a fadiga dos concretos asfálticos:

- Natureza do cimento asfáltico

A susceptibilidade térmica do cimento asfáltico é um fator fortemente influente no comportamento à fadiga dos concretos asfálticos.

Os concretos asfálticos produzidos com cimentos asfálticos mais rígidos, nesta condição serão menos susceptíveis às variações de temperatura e frequência e, por consequência, terão vida mais longa. Por outro lado, os cimentos asfálticos moles tornam os concretos asfálticos mais susceptíveis às variações de temperatura e frequência, por esta razão menos interessantes sob o ponto de vista da fadiga (Soliman⁶; Riviere⁴; De La Roche⁷ *apud* Momm, 1998).

- Teor de cimento asfáltico

O teor de cimento asfáltico na formulação dos concretos asfálticos é o parâmetro que mais influencia os resultados a fadiga (Soliman⁶; Riviere⁴; De La Roche⁷ *apud* Momm, 1998):

- ◇ para os valores de percentagem de cimento asfáltico abaixo do ótimo, a resistência mecânica e à fadiga aumentam com o aumento do teor de cimento asfáltico;
- ◇ para os valores de percentagem de cimento asfáltico acima do ótimo, há uma queda das características mecânicas do concreto asfáltico, inclusive com aumento do risco de deformação permanente

- Tempo de repouso

O ensaio padronizado francês de fadiga impõe que a sollicitação seja senoidal e contínua. A introdução do período de repouso pode traduzir-se num ganho em duração de vida dos corpos de prova, em parte pela limitação do aquecimento e graças à “cicatrização” das fissuras que se produz por causa do ligante de hidrocarbonetos. Contudo, o tempo de repouso aumenta a duração dos ensaios (Riviere⁴ *apud* Momm, 1998).

- Compacidade ou percentagem de vazios

Na maioria das vezes os resultados dos ensaios de fadiga são melhores e menos dispersos para concretos asfálticos com maior compacidade (ou menor porcentagem de vazios), isto é, apresentam duração de vida mais longa (Soliman⁶; Riviere⁴ *apud* Momm, 1998).

Ensaios de fadiga à tensão controlada, nas mesmas condições de temperatura e frequência, a resistência à fadiga aumenta com a compacidade (Doan⁹ *apud* Momm, 1998).

O índice de vazios tem grande importância devido à influência que exerce sobre a rigidez e a tensão de tração que se desenvolve no betume (coesão). O módulo cresce com o acréscimo da densidade e conseqüentemente decréscimo do índice de vazios. Para deformação controlada observou-se uma contradição em alguns estudos, visto que em alguns ensaios o CBUQ mais resistente é o menos compacto, conseqüentemente menos rígido. Quanto maior a compacidade, menor o índice de vazios, maior a rigidez do concreto asfáltico e maior a resistência a fadiga.

- Granulometria

O tamanho máximo do agregado e o tipo de curva granulométrica, contínua ou descontínua, podem influir na compacidade do pavimento e por conseqüência sobre a sua vida de fadiga.

⁹ DOAN, T. H., (1970), Contribution à l'Etude du Comportement à la Fatigue des Bétons Bitumineux, Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Paris.

As pesquisas existentes são contraditórias, porém, a grosso modo quanto mais fina a granulometria menor o módulo e a vida de fadiga, para um mesmo ligante. A estrutura dos vazios também é um fator interveniente. Um número reduzido de grandes vazios é mais desfavorável que vários pequenos vazios dispersos na mistura, o que está ligado à granulometria do agregado.

- A forma e a textura dos agregados

A compactidade dos pavimentos é influenciada pela forma e textura dos agregados dos concretos asfálticos.

Os concretos asfálticos constituídos de agregados angulosos e com superfícies mais rugosas são mais difíceis de serem compactados, isto é, para uma mesma energia de compactação teremos uma menor compactidade dos materiais (menor módulo de rigidez e vida mais curta).

A forma e a granulometria dos agregados atuam na compactidade e no atrito interno dos materiais, influenciando indiretamente sobre o tempo de vida dos concretos asfálticos.

- Teor de finos

A incorporação de finos nas curvas granulométricas aumenta a rigidez dos concretos asfálticos a medida que reduz a percentagem de vazios.

Segundo Liberatori (2000), existe um teor de filler ótimo que corresponde à resistência máxima a fadiga por tensão controlada. Têm-se uma notável influência da relação filler/betume, da relação volume vazios/volume total e do tamanho das partículas do filler nas propriedades plásticas de coesão e viscosidade da mistura.

- Tipo de finos

A natureza dos grãos, a superfície específica dos finos e a capacidade de absorver o cimento asfáltico influenciam a compactação, a rigidez e a fadiga dos materiais. Existem vários tipos de finos como: fillers de calcário, cimento hidráulico, cal, com diferentes superfícies específicas, cada um absorvendo o concreto asfáltico de uma forma.

c) Fatores do meio ambiente

- Temperatura

A temperatura é um fator de alta influência na duração de vida dos concretos asfálticos, uma vez que quanto maior a temperatura menor é a sua rigidez.

As deformações dos concretos asfálticos que ocorrem a baixas temperaturas, entre -10°C e $+10^{\circ}\text{C}$, e frequência de 50 Hz, ocorrem praticamente no domínio elástico. Para temperaturas de ensaio acima de 20°C e frequência entre 30 e 50 Hz, o aquecimento produz um comportamento viscoelástico não linear nos concretos asfálticos (Riviere⁴; Saunier¹⁰; Huet¹¹ *apud* Momm, 1998).

Aparentemente existe uma contradição entre os ensaios de fadiga à deformação controlada e à tensão controlada. Esta contradição reflete a variação do módulo de rigidez dos concretos asfálticos com a temperatura, isto é, quanto maior a temperatura menor o módulo de rigidez.

Nos ensaios à deformação controlada, mantendo os outros fatores iguais, a tensão diminui ao longo do ensaio (menor aquecimento interno), enquanto que nos ensaios à tensão controlada, mantendo também os outros fatores iguais, a deformação cresce ao longo do ensaio (maior aquecimento interno). Com isto, pode-se evidenciar que a duração de vida dos concretos asfálticos é dependente da deformação inicial, da temperatura e da frequência.

- Frequência

Segundo De La Roche⁷ *apud* Momm, 1998, embora existam menos estudos sobre a influência da frequência da solicitação sobre a duração de vida dos concretos asfálticos, pode-se evidenciar que o efeito é simétrico a temperatura.

¹⁰ SAUNIER, J., (1968), Contribution à l'Etude des Propriétés Rhéologiques des Enrobés Bitumineux, Thèse de Docteur en Sciences Appliquées, Faculté des Sciences de Paris.

¹¹ HUET, C., (1963), Etude par une Méthode d'Impedance du Comportement Visoélastique des Matériaux Bitumineux, Thèse de Docteur Ingénieur, Faculté des Sciences de l'Université de Paris, 69.

Nos ensaios de fadiga à deformação controlada, com o aumento da frequência, ocorre uma diminuição da duração de vida, enquanto que para os ensaios à tensão controlada, ocorre um aumento da duração de vida dos concretos asfálticos.

Para os ensaios à deformação controlada o efeito da variação da duração de vida não pode ser considerado proporcional à variação do módulo em função da frequência.

Momm (1998), através da sua pesquisa, teceu algumas considerações sobre o fenômeno da fadiga nos concretos asfálticos, apesar das limitações existentes quanto a análise deste comportamento:

◇ **Autorreparação**

“O fenômeno da autorreparação pode explicar as divergências que ocorrem entre as previsões de comportamento à fadiga dos concretos asfálticos em laboratório e na vida real nos pavimentos. Este fenômeno corresponde a ‘cicatrização’ das fissuras dos pavimentos observadas em períodos quentes na faixa de tráfego pesado. Este intervalo de repouso entre as solicitações sucessivas permite que as fissuras sejam recuperadas, enquanto que no laboratório, os ensaios contínuos não avaliam este fenômeno que altera a duração de vida dos concretos asfálticos”.

◇ **Dissipação térmica**

“Os concretos asfálticos por seu caráter viscoelástico apresentam um aquecimento interno que leva a aumentar a temperatura. Este comportamento, aliado à dificuldade de condução térmica do material, pode elevar de modo tão acentuado a temperatura interna do corpo de prova durante o ensaio, que a alteração do módulo não pode ser negligenciada. Este fenômeno parasita interage com o critério de ruptura adotado no ensaio de fadiga, uma vez que a diminuição do módulo, que é independente da deterioração do corpo de prova, interfere no critério de fim de ensaio”.

2.5.2 Deformação Permanente

Um dos principais mecanismos de degradação da qualidade do pavimento de concreto asfáltico é o mecanismo de deformação permanente. Causado principalmente pelo tráfego de veículos pesados, tais como ônibus e caminhões, provoca irregularidades no perfil longitudinal e principalmente transversal do pavimento, uma vez que as repetições de carga tendem a ocorrer em um mesmo local.

Segundo Merighi e Suzuki (2000), a formação do afundamento na trilha de roda é um dos defeitos mais comuns nos revestimentos asfálticos. Sua origem pode estar associada à deformação plástica que ocorre nas camadas subjacentes ao revestimento asfáltico ou causada pela deformação permanente desenvolvida na mistura asfáltica.

A deformação permanente no revestimento asfáltico ocorre devido às suas características visco-elásticas e sua origem está associada à variação de volume de vazios causado pela ação do tráfego bem como devido ao comportamento plástico do material quando submetido a determinado estado de tensão.

A norma americana ASTM D 5340 (1977) define esse defeito como uma depressão superficial na trilha de roda, podendo ocorrer o levantamento das bordas ao longo da trilha, e complementa que um aumento excessivo da deformação permanente pode provocar a ruptura da estrutura do pavimento (Merighi e Suzuki, 2000).

A deformação permanente, em inglês “rutting” e em francês “orniérage”, também denominada “afundamento de trilha de roda”, pode ser descrita como uma depressão nas trilhas das rodas com possível ocorrência de uma elevação ao longo das bordas dessa depressão (Domingues, 1993).

A deformação permanente pode ser originada principalmente pela instabilidade do concreto asfáltico ocasionada pela fluência excessiva da mistura, agravada por temperaturas elevadas (Balbo, 1997).

Segundo Liberatori (2000), dois aspectos são muito importantes para conceituar o fenômeno da deformação permanente que surge nos pavimentos asfálticos:

1. o afundamento da trilha de roda pode ser causado pelas repetições de tensões aplicadas no subleito, sub-base e base, com contribuição relativa destas camadas para a deformação permanente total. Atribui-se esse afundamento a problemas estruturais, resultados da escolha de espessuras indevidas, que resulta em carregamentos incompatíveis com a capacidade do subleito e das outras camadas do pavimento;
2. o afundamento pode resultar da acumulação de deformação, somente ou principalmente, nas camadas betuminosas, causado por misturas que possuem pequena resistência ao cisalhamento. Nestas misturas inadequadas, o afundamento de trilha de roda pode estar associado à suscetibilidade térmica do ligante ou ao esqueleto mineral resultante de agregados com baixos ângulos de atrito interno. O ligante e o agregado devem estar unidos, formando um maciço, de forma a se comportar como um corpo elástico, sem absorver a deformação.

Um estudo desenvolvido por Coelho e Sória (1995) descreve estudos realizados na pista experimental da AASHO e relatados, em 1962, pelo Highway Research Road e ensaios de afundamento de trilha de roda realizados por Hofstra e Klomp em 1972, usando um simulador de tráfego em laboratório, demonstraram que a deformação por cisalhamento, e não a densificação do material, parece ser a principal causa do mecanismo que produz os afundamentos das trilhas de roda.

Segundo Sá (1996), os problemas com as misturas asfálticas são complexos e outros fatores devem ser investigados como causas prováveis de ruptura. Como exemplo pode-se citar o uso de teores elevados de asfaltos nas misturas e o tráfego no revestimento ainda fresco. A densidade adequada é muito importante para um bom desempenho do pavimento, pois se as densidades de projeto não forem obtidas durante a construção, o elevado número de repetições de carga pesada dos eixos dos caminhões aliadas às elevadas pressões de enchimento dos pneus poderão induzir ao afundamento das trilhas de roda.

Sá (1996) realizou ensaios de *creep* estático e dinâmico em amostras moldadas com CAP 20, CAP 40, CAP 50/60, CAP 85/100 e CAP 20 com 25% de alcatrão. Neste estudo foram utilizadas seis faixas granulométricas: Faixas B e C do DNER e as faixas IIIA, IIIB, IIC e VA do Instituto do Asfalto. As principais conclusões foram as seguintes:

- a) não foi possível determinar uma correlação geral entre a densidade aparente e a deformação permanente;
- b) a faixa granulométrica tem influência na deformação permanente das misturas asfálticas, quanto mais grossa menor a deformação;
- c) não foi possível definir uma correlação entre o índice de vazios e a deformação permanente, quer estática quer dinâmica, dentro das faixas ensaiadas;
- d) não se encontrou uma correlação direta entre a resistência à tração estática e a deformação permanente das misturas asfálticas.

Willians e Prowell¹² *apud* Merighi, 1999 apresentaram um esquema de deformação permanente conforme a Figura 2.5. Observa-se o sulco existente no pavimento definido como deformação permanente propriamente dita (“downward”) e a região sujeita à fluência por cisalhamento, denominado pelos autores como na trilha de roda (“total rut depth”).

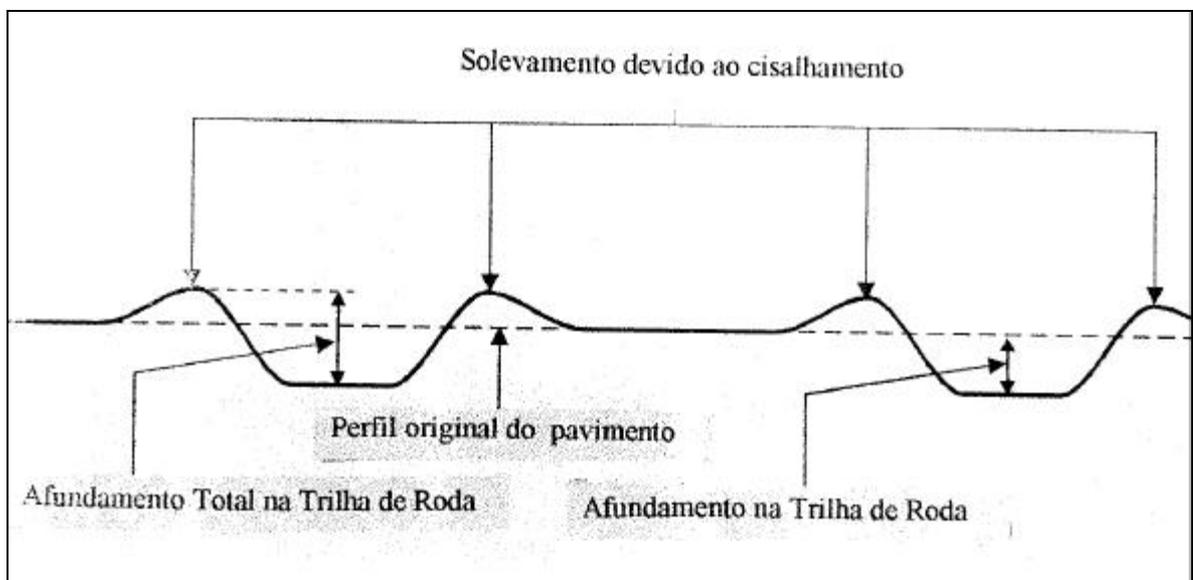


FIGURA 2.5 – Esquema de deformação permanente

¹² WILLIAMS, R. C. & PROWELL, B. D., (1999), Comparison of Laboratory Wheel-Tracking Test Results to Westrack Performance, Paper submitted for presentation and publication at the 78th annual meeting of the TRB, Washington D. C. p1-p25.

Segundo Merighi (1999), a norma brasileira, o DNER através do documento TER 001/78 – Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos –, define como afundamento a deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada ou não de solevamento. Essa norma classifica esse afundamento em dois tipos: plástico e de consolidação.

O primeiro tipo ou **afundamento plástico** é caracterizado como afundamento acompanhado de solevamento. Quando ocorre em extensão de até 6m é denominado afundamento plástico local e quando ocorre em extensão maior e ao longo da trilha de roda, é denominado afundamento plástico da trilha. Solevamento é a diferença de altura entre o perfil original da superfície do pavimento e a protuberância que se forma na lateral do sulco da roda, conforme pode ser visto na figura acima.

O segundo tipo ou afundamento de consolidação é caracterizado como afundamento sem solevamento. Quando ocorre em extensão de até 6m é denominado afundamento de consolidação local e quando em extensão maior, e ao longo da trilha de roda, é denominado de afundamento de consolidação na trilha.

Segundo Verstraeten¹³ *apud* Momm, 1998, existe três tipos de deformação permanente, que podem agir independentemente uns dos outros ou simultaneamente, que são:

- a) deformação permanente estrutural;
- b) deformação permanente de fluência;
- c) deformação permanente de uso.

a) Deformação permanente estrutural

A deformação permanente estrutural na maioria das vezes é decorrente de: subdimensionamento das camadas do pavimento para o tráfego existente, insuficiência de drenagem, falha na execução (falta de compactação), falta de suporte do solo e outros.

¹³ VERSTRAETEN, J., (1994), Résistance`a l'Orniérage et Résistance à la Fissuration dès Couches Bitumineuses, Centre de Recherches Routieres, Bruxelas.

As providências para proteger o pavimento das deformações permanentes estruturais são as seguintes: *métodos de dimensionamento às cargas, recomendações de empregos de materiais, drenagem, evacuação d'água* (Momm, 1998).

b) Deformação permanente de fluência

A deformação permanente de fluência é decorrente da má concepção do projeto da mistura asfáltica, das características dos diversos componentes e da execução da mistura.

Geralmente a correção da deformação permanente se dá pela retirada do concreto asfáltico e pela reposição de um novo ou pela reciclagem dos materiais com as adequações necessárias.

A formulação do concreto asfáltico com vista a evitar a deformação permanente visa assegurar um esqueleto mineral estável e eficaz na transmissão dos esforços. Procuram-se numerosos pontos de contatos entre as partículas granulares, resultando maior e mais duradouro atrito interno, a partir do emprego de materiais de qualidade.

c) Deformação permanente de uso

A deformação permanente por uso é decorrente do desgaste provocado pelo pneu, especialmente pneu provido de correntes, usado em situações de pista com gelo. É um defeito que ocorre primordialmente em regiões frias (Momm, 1998).

Segundo Momm (1998) tem sido muito difícil estabelecer correlações estreitas entre os parâmetros de formulação e a deformação permanente, contudo muitos parâmetros podem ter sua sensibilidade avaliada por teste de laboratório.

Fatores que influenciam a deformação permanente:

- a) temperatura;
- b) teor de vazios;
- c) angularidade;
- d) granulometria;

e) influência do tipo e teor de cimento asfáltico.

a) Temperatura

O aumento da temperatura provoca uma alteração na consistência dos concretos asfálticos, que por sua vez adquirem as características viscosas dos cimentos asfálticos.

b) Teor de vazios

Um dos fatores de maior influência na deformação permanente dos concretos asfálticos é o teor de vazios. Existe um intervalo de teor de vazios, de 3% a 7%, para o qual o material é mais estável. Existe um nível ótimo de vazios intergranulares cheios com betume para o qual a resistência é obtida pela mobilização do grão sem o efeito da lubrificação pelo betume (Brosseaud *et al.*, 1993).

A estabilidade e a durabilidade do pavimento são influenciadas pela composição volumétrica dos concretos asfálticos. Após a compactação o teor de vazios do concreto asfáltico não deve ser inferior a 4%, para que com a pós-compactação este teor não reduza para 2% ou 3%, comprometendo a estabilidade da mistura. E, por outro lado, o teor de vazios não pode ser superior a 8% para garantir a durabilidade da mistura (resistência à fadiga e ao envelhecimento) (Corte *et al.*, 1994).

c) Angularidade

A percentagem de grãos britados da mistura representa a angularidade dos agregados. Índice de britados igual a 100, significa misturas compostas em 100% de agregados britados. Quanto maior a angularidade do granular, maior o atrito interno do material, conseqüentemente maior estabilidade da mistura e menor risco de deformação permanente. Com o aumento do índice de britados de 30 para 100 pode haver uma redução de 30% a 50% da deformação permanente da mistura. A substituição da parcela de areia das misturas de concreto asfáltico por areia obtida da britagem ocasiona redução dos riscos de deformação permanente. Contudo, parece existir um intervalo ótimo de substituição ainda não bem conhecido para garantir a estabilidade da mistura (Brosseaud *et al.*, 1993).

d) Granulometria

A graduação granulométrica é a responsável pela distribuição interna dos grãos de modo que haja contato íntimo entre os grãos maiores e os grãos menores, preenchendo os vazios deixados entre os grãos maiores. Apesar de muitos pesquisadores relatarem que não se tem uma conclusão geral sobre a influência da granulometria na deformação permanente, Brosseaud *et al.* (1993) afirmam que:

- a) o aumento de agregados britados melhora sistematicamente a deformação permanente;
- b) a introdução de uma descontinuidade na granulometria contribui, em geral, para a instabilidade.

e) Influência do tipo e teor de cimento asfáltico

A penetração, a temperatura de amolecimento anel e bola e o índice de susceptibilidade térmica, permitem caracterizar os cimentos asfálticos quanto a sua consistência. Quanto mais moles forem os cimentos asfálticos maior é o risco de deformação permanente.

Geralmente, os cimentos asfálticos com penetração inferior apresentam menor percentagem de deformação permanente, contudo o ponto de amolecimento de anel e bola e o índice de susceptibilidade permitem, em conjunto, aferir a sensibilidade ao risco de deformação permanente (Grinaux *et al.*¹⁴ *apud* Momm, 1998).

Em alguns casos pode-se aplicar cimentos asfálticos modificados para reduzir a sensibilidade à deformação permanente. Com o aumento do teor de cimento asfáltico existem riscos maiores de deformação apesar de não haver uma proporcionalidade. Existe um ponto crítico a partir do qual o preenchimento dos vazios do agregado mineral por cimento asfáltico torna o material instável. Portanto, deve-se tomar cuidado quando se pretende melhorar a trabalhabilidade da mistura adotando teores de cimento asfáltico mais elevados, porque corre-se alto risco de deformação permanente.

¹⁴ GRINAUX, J., -P.; HIERNAUX, R., (1977), Utilisation de l'Ornièreur Type LCPC, in Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts des Chaussées, Special V, LCPC

Os pesquisadores (Brosseau *et al.*, 1993) concluem que:

- a) geralmente, quando os resultados dos ensaios de deformação permanente em laboratório estão em conformidade com os limites especificados para a camada de concreto asfáltico em particular, não apresentam deformação permanente no campo;
- b) nos casos em contrário, quando houve deformação permanente no campo, foram encontradas uma ou mais deficiências de controle dos materiais usados: mudança de origem do cimento asfáltico, poluição acidental do cimento asfáltico, heterogeneidade do material britado, deficiência na avaliação das densidades dos agregados, etc.

As conclusões de Momm (1998) quanto à deformação permanente:

- a) a rugosidade e a drenabilidade da superfície puderam ser produzidas pelos parâmetros tamanho máximo dos agregados e da percentagem de finos, o mesmo não se pode dizer quanto a deformação permanente;
- b) diversos fatores alteram o risco de ocorrência de deformação como: percentagem de finos, percentagem de vazios, aspereza dos agregados, etc.;
- c) o estudo não evidenciou a possibilidade de uma hierarquização das formulações em função do tamanho máximo dos agregados e a percentagem de finos.

Merighi (1999) estudou a deformação permanente na dosagem de misturas asfálticas e relatou os seguintes comentários, considerações e conclusões sobre a sua pesquisa:

- a) com relação à evolução dos procedimentos de dosagem de misturas asfálticas, considerando o efeito da deformação permanente, existe no momento duas grandes tendências de ensaios: através de simuladores de tráfego tipo LCPC *wheel track* e ensaios de caracterização mecânica tipo creep estático ou dinâmico, realizado por compressão axial ou cisalhamento e ainda com ou sem confinamento, rigidez ou cisalhamento;

- b) a adoção de cortes em corpos de prova de misturas asfálticas compactados auxilia, ainda que de forma qualitativa, no estudo da matriz angular ideal visando o aumento do embricamento entre os agregados graúdos. Apesar de não ser rotina por parte dos laboratórios de especificações de materiais asfálticos, esse procedimento é simples e pode ser introduzido na fase de estudo da curva granulométrica;
- c) a fluência utilizada na dosagem Marshall medida de acordo com o item 5.4.7 da norma NBR 12891 não tem correlação com a deformação permanente. Coelho (1996) relatou em suas conclusões: “o uso do ensaio Marshall, como instrumento de avaliação da capacidade dos concretos asfálticos de suportar deformações permanentes, parece não ser uma das melhores alternativas; no entanto, a dúvida de que o processo de compactação dos corpos de prova Marshall possa ser a causa das divergências dos resultados desse ensaio e do ensaio de trilha de roda parece recomendar uma pesquisa sobre essa questão”, demonstrando ter encontrado discrepância na correlação entre a fluência e a deformação permanente porém, levantando dúvidas quanto à influência da compactação do corpo de prova;
- d) não foi possível obter correlação entre a resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas estudadas e a deformação permanente. Sua aplicação serviu como característica mecânica das misturas estudadas uma vez que de acordo com a norma DNER–ME 138/94 é possível realizar o ensaio nas temperaturas do ensaio de deformação permanente;
- e) com relação aos dados obtidos a partir do ensaio de *creep* dinâmico, pode-se afirmar que foram evidenciadas as seguintes tendências da deformação específica permanente: é crescente com o aumento da temperatura; é função do tempo de exposição de carregamento e é função da pressão de carregamento;

- f) a execução e interpretação do ensaio de *creep* dinâmico é simples e tem a grande vantagem de trabalhar com corpos de prova proveniente do ensaio Marshall que na prática facilita a assimilação da implantação por parte dos laboratórios existentes.
- g) com este ensaio foi possível obter curvas de deformação em função da temperatura e número de ciclos que permitem visualizar o efeito do aquecimento na deformação permanente, o que não acontece na dosagem Marshall;
- h) o efeito da pressão da carga foi estudado, e foi verificado que a tendência observada com o simulador de tráfego também repetiu no ensaio de *creep*: quanto maior a carga maior a deformação permanente.

2.5.3 Condutividade hidráulica

Segundo Momm (1998), a permeabilidade de revestimentos de concreto asfáltico densos é praticamente zero em comparação com a vazão d'água a ser evacuada da área de contato pneu-pavimento.

Como nesta pesquisa obteve-se misturas densas com maiores índices de vazios, procurou-se na literatura estudos de permeabilidade em misturas asfálticas drenantes.

Campos (1998), realizou ensaios de permeabilidade que consistiram em retirar os corpos de prova do revestimento, encaixá-los em um tubo com o mesmo diâmetro dos corpos de prova e impermeabilizar os pontos de contato, de forma que a água passasse apenas pelas suas faces. Impondo uma coluna de água constante, o autor mediu a vazão e deduziu a permeabilidade. As amostras foram retiradas do trecho experimental logo após a construção e após transcorridos 1, 2 e 5 anos. Os resultados obtidos indicam uma perda de 60% da permeabilidade inicial para uma idade de 5 anos.

Ruiz *et al.* (1990, *apud* Homem, 2002) observaram que o rápido decréscimo da permeabilidade das misturas porosas com índices de vazios menores que 20% dependia das condições do pavimento e do tipo de tráfego. Segundo os autores, quanto mais fechadas eram as misturas e maior era o volume de tráfego, menor era o tempo de colmatação da camada drenante.

Perez-Jimenez e Gordillo (1990) constataram que o volume de vazios inicial do revestimento influencia significativamente a sua permeabilidade a longo prazo. Os resultados obtidos demonstraram que revestimentos porosos apresentando um volume de vazios entre 16% e 18% tiveram problemas de colmatação, a curto prazo, ao contrário de revestimentos com volumes de vazios superiores.

Homem (2002) constatou, em seu estudo do comportamento de misturas asfálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras, que a permeabilidade é reduzida com o aumento do teor de asfalto e que o aumento do teor de fibra provoca uma diminuição da condutividade hidráulica.

2.5.4 Alguns estudos sobre o comportamento mecânico de misturas betuminosas

Ceratti *et al.* (1996) estudaram o comportamento mecânico de misturas asfálticas com ligante convencional (CAP 20) e ligante modificado com 4% de polímero do tipo SBS. Foram realizados ensaios de tração estática, *creep* dinâmico, módulo de resiliência (variando a temperatura) e de fadiga por compressão diametral para ambas as misturas, variando o tipo e o teor do ligante.

Foi observado que: (1) a mistura com SBS apresentou resistência à tração maior que a mistura com CAP 20; (2) menor variação do módulo resiliente com a temperatura para o asfalto modificado; (3) o enrijecimento do asfalto modificado é menor do que o convencional em temperaturas baixas e em temperaturas elevadas o SBS mostrou igualmente que pode oferecer melhorias no desempenho das misturas, mantendo o módulo com valores superiores ao do CAP 20; (4) grande influência do teor de ligante nas misturas

com CAP 20, tendência praticamente inexistente nas misturas modificadas; (5) a superioridade das misturas modificadas é evidente quanto as deformações permanentes.

Segundo Sangita *et al.*¹⁵ *apud* Ceratti, 1996, houve um aumento na vida de fadiga da ordem de 9 a 18 vezes para misturas com ligante modificado com 2 e 5 % de SBS, respectivamente, comparado com misturas convencionais. Aumentando o teor modificado acima de 10%, obtiveram um decréscimo na vida de fadiga, indicando a existência de um teor ótimo, que seria função do tipo de betume base e do próprio modificador.

Motta *et al.*(1996) desenvolveram um estudo entre a COPPE/UFRJ e o CENPES, onde se comparou resultados de ensaios de laboratório entre um cimento asfáltico convencional e um cimento asfáltico com 3% de polímero do tipo SBS. Utilizou-se o mesmo tipo de agregado e percentuais diferentes de ligante.

Foram realizados ensaios de deformação elástica (MR) e permanente (*CREEP*) com variações de temperatura; ensaios de tração estática e resistência a fadiga. Analisando os resultados dos ensaios não houve melhorias significativas nas qualidades das misturas preparadas com polímeros. Houve alteração das propriedades mecânicas com o acréscimo do polímero, porém não foi possível evidenciar um melhor desempenho só a partir dos ensaios de laboratório.

No Brasil uma das pesquisas mais completas, no que tange a asfaltos modificados por polímeros do tipo SBS, foi desenvolvida pelo DNER (1998). Esta pesquisa procurou conhecer os fundamentos básicos do comportamento à fadiga dos concretos asfálticos com ligantes modificados, suas características físicas, químicas e reológicas, bem como a análise da estrutura dos pavimentos.

¹⁵ SANGITA, P.K.; BOSES, S.; ARYA, I. R. Charaterisation of polymer modified asphalt binders for roads and airfields. ASTM, Philadelphia, 1992.

Neste trabalho foram fabricados 27 corpos de prova no teor ótimo de betume. O teor ótimo de betume foi determinado pelo Método Marshall para condição de camada de rolamento: relação betume-vazios entre 75% e 82% e percentagem de vazios entre 3% e 5%. Dos 27 corpos de prova, 9 foram ensaiados à compressão diametral estática (três temperaturas) (DNER-ME 138/84) e os demais para os ensaios de módulo de resiliência e de resistência à fadiga.

O controle da homogeneidade dos corpos de prova no teor ótimo de betume foi feito com base na determinação das densidades aparentes, e a escolha da temperatura para os ensaios foi baseada nas recomendações decorrentes dos estudos de Pinto (1991). A realização destes estudos permitiu concluir que:

- a) a incorporação de polímero ao asfalto aumenta significativamente a sua consistência retratada pela viscosidade e ponto de amolecimento e assim, as temperaturas de usinagem e compactação das misturas betuminosas;
- b) temperaturas de 163°C durante 5 dias não modificaram o comportamento dos asfaltos modificados;
- c) os ensaios realizados a temperaturas de 163°C, 80 minutos, em película extremamente delgada, não retrataram modificações sensíveis nos asfaltos modificados;
- d) A incorporação de polímero tipo SBS diminui a termo-suscetibilidade do ligante betuminoso;
- e) a ruptura frágil, avaliada pelo ensaio de Fraas, mostrou que a incorporação de polímero ao asfalto modifica sensivelmente essa característica e ao mesmo tempo aumenta o intervalo de plasticidade, ou seja, a temperatura de ponto de amolecimento é extremamente elevada, atingindo valores superiores a 70°C. Por outro lado, o ensaio de recuperação elástica retratou estruturas moleculares altamente flexíveis, mesmo a baixas temperaturas, com predominância de valores superiores a 80%;

- f) a faixa de temperaturas de aquecimento dos asfaltos modificados pode variar entre 165°C e 180°C, conforme pesquisas realizadas no âmbito internacional e no país. Deve-se evitar ultrapassar os 190°C, sob o risco de degradar o polímero;
- g) a modificação do asfalto com SBS permitiu o seu uso em climas extremamente quentes e frios,
- h) a maior flexibilidade a baixas temperaturas e maior resistência a elevadas temperaturas conduziu a misturas betuminosas com elevado padrão de desempenho;
- i) o asfalto modificado com as características observadas aumenta a adesão do par agregado/ligante e, assim, a resistência à abrasão, principalmente em misturas abertas, tornando possível a construção de camadas drenantes (elevadas percentagens de vazios) ou camada porosa de atrito, aumentando a segurança dos usuários;
- j) as propriedades inerentes aos asfaltos modificados com polímeros SBS, conduziu a misturas betuminosas altamente flexíveis e com poder de minimizar a reflexão de trincas de revestimentos antigos para os recapeamentos constituídos com esses ligantes modificados.

A mistura asfáltica com SBS é capaz de formar a rede tridimensional com um forte componente butadieno, tornando o asfalto elástico, que se reflete na sua capacidade de recuperação após deformação.

Liberatori (2000) estudou pela primeira vez a compatibilidade de CAP brasileiros com asfaltita e comparou o comportamento mecânico de misturas betuminosas confeccionadas com ligante modificado por asfaltita, ligante modificado por polímero SBS e ligantes convencionais. A asfaltita é um mineral natural, formado a partir da ação da pressão e do calor em reservatórios de petróleo adjacentes a formações tectônicas. É um mineral rico em resinas e asfaltenos e de alta aromaticidade. Por possuir a mesma origem do petróleo, tem boa compatibilidade com o asfalto. É um betume natural, facilmente pulverizável até uma granulometria apropriada à sua incorporação no asfalto.

O estudo de Liberatori (2000) tinha como objetivo verificar a viabilidade do uso da asphaltita como agente modificador de ligantes asfálticos no Brasil. As conclusões foram as seguintes:

- a) foram estudadas misturas de asphaltita com CAP 20 da Reduc, CAP 20 e CAP 7 da Revap. Pode-se concluir que a modificação destes CAP brasileiros por asphaltita é promissora, pois, eleva a resistência à deformação permanente dos CAP, em especial a do CAP 7 da Revap. Dos CAP 20 ensaiados, apenas o CAP 20 da REDUC mostrou-se adequado à modificação por asphaltita;
- b) a adição de asphaltita em pequena quantidade (por volta de 3%) aumenta o ponto de amolecimento do ligante, significando maior resistência às deformações permanentes, como observado nos ensaios realizados pelo Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP-POLI-USP);
- c) o comportamento à fadiga das misturas modificadas com 3% de polímero SBS e modificadas com 4% de asphaltita e 3% de NPA (extrato aromático de neutro pesado) foram semelhantes. Os ensaios de fadiga realizados com o CAP 20 modificado com 2% de asphaltita não foram conclusivos;
- d) o uso de ligante modificado com 2% de asphaltita reduziu pela metade o afundamento da trilha de roda formada pelo simulador de tráfego tipo *l'orniéreur* LCPC do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP-POLI-USP), em comparação ao CAP 20 convencional, demonstrando desta forma que a adição de pequenas quantidades de asphaltita ao CAP 20 reduz em muito a sensibilidade das misturas à deformação permanente.

Em suma, o uso de ligantes modificados com asphaltita poderá ser uma alternativa tecnicamente viável, permitindo uma melhoria nas características de deformação permanente, sem prejuízo da resistência à fadiga. Também é uma possível

alternativa ao uso de ligantes modificados por polímero, pois tem desempenho semelhante, em termos de resistência à fadiga, ao CAP modificado por 3% de polímero tipo SBS.

O estudo de Amaral (2000) tinha como objetivo avaliar a vantagem e desvantagem em utilizar asfalto modificado com polímero (BETUFLEX B 65/60) e asfalto convencional (CAP 40) em misturas asfálticas densas do tipo concreto betuminoso usinado a quente com seixo rolado como agregado graúdo. As conclusões foram as seguintes:

- a) nos ensaios Marshall detectou-se, de um modo geral, um desempenho superior das misturas com asfalto modificado, principalmente nos resultados da estabilidade;
- b) nos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática, as misturas com asfalto modificado apresentaram melhor desempenho quanto à deformação elástica nos três maiores teores de ligante, entretanto as misturas com asfalto convencional apresentaram melhor desempenho nas deformações total e viscoplástica e no módulo de fluência;
- d) nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral, as misturas com asfalto modificado foram melhores;
- e) todos ensaios detectaram de uma forma ou de outra a diferença entre os asfaltos (ou presença do polímero);
- f) analisando-se os resultados dos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral e os resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática, no que tange as deformações total e viscoplástica pode-se crer, a princípio, que não há vantagem em se utilizar misturas densas com asfaltos modificados por polímeros com seixo rolado como agregado graúdo. Porém, quando considera-se o desempenho superior destas mesmas misturas nos ensaios Marshall e de resistência à tração por compressão diametral, bem como em três dos cinco teores de ligante das deformações elásticas do ensaio de fluência por compressão uniaxial estática, não pode se descartar de imediato o seu uso, devendo-se verificar o seu desempenho variando-se a temperatura dos ensaios, bem como utilizá-las em ensaios dinâmicos como o de

fluência por compressão unaxial dinâmica ou ainda em simuladores de tráfego, tendo em vista esses ensaios simularem melhor o que ocorre nas pistas.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental desta pesquisa teve como objetivo caracterizar em laboratório o comportamento mecânico de uma mistura asfáltica com cimento asfáltico convencional (CAP 20) e uma mistura asfáltica com cimento asfáltico modificado por polímero (BETUFLEX B 60/60), verificando as propriedades de deformação plástica, deformação elástica, fadiga, desgaste e permeabilidade das misturas.

Os ligantes utilizados nesta pesquisa foram: o cimento asfáltico de petróleo (CAP 20) e cimento asfáltico modificado por polímero (BETUFLEX B 60/60). O BETUFLEX é um cimento asfáltico modificado com copolímeros em bloco de estireno e butadieno (SBS). Ambos asfaltos são fornecidos pela Ipiranga Asfaltos S.A e os polímeros utilizados são fabricados pela Shell. Os agregados foram coletados nos silos da empresa TRS, em Santo Antônio da Patrulha – RS.

O planejamento do experimento incluiu a realização de estudos de laboratório com vistas a caracterizar e selecionar as misturas asfálticas utilizadas na construção de pistas experimentais construídas na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS – DAER/RS, cujo propósito principal é o de investigar o desempenho de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico convencional e modificado. A construção das pistas e parte do estudo do comportamento de misturas asfálticas convencionais (CAP 20) e modificadas com polímeros (SBS 3%) sob ensaios acelerados em escala real, utilizando o simulador linear de tráfego, foram descritos detalhadamente por Gonçalves (2000).

A presente pesquisa tem como objetivo avaliar o comportamento mecânico, através de ensaios de laboratório, de corpos de prova extraídos das pistas mencionadas

anteriormente. Para o projeto das misturas foram moldados corpos de prova no Laboratório de Normas e Pesquisa do DAER/RS.

No que diz respeito aos pavimentos das pistas experimentais, destacam-se os seguintes aspectos (Gonçalves, 2000):

- ◇ foram executadas seis pistas experimentais, sendo três com revestimento constituído por mistura asfáltica convencional e três com mistura asfáltica modificada com polímeros;
- ◇ as espessuras das camadas de revestimento foram 4, 6 e 8 cm;
- ◇ a camada de reforço do subleito existente na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos UFRGS-DAER foi mantida da maneira como se encontra atualmente, após a solicitação das seções experimentais com basalto alterado (Nuñez,1997);
- ◇ as camadas granulares de base foram constituídas de brita graduada com granulometria compatível com a classificação Faixa B e Classe A do DAER-RS;
- ◇ as espessuras das camadas de base de todas as seções foram iguais (30 cm de brita graduada).

Neste capítulo descrevem-se os materiais utilizados, os procedimentos de laboratório para seleção e caracterização dos materiais, moldagem dos corpos de prova e à execução dos ensaios: Marshall, módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral, deformação permanente, fadiga, condutividade hidráulica e desgaste Cantabro.

Número de corpos de prova extraídos das pistas experimentais

- ◇ Ensaio de Resiliência = 32 corpos de prova
- ◇ Ensaio de Resistência à Tração = os mesmos corpos de prova utilizados no Ensaio de Resiliência;
- ◇ Ensaio de Deformação Permanente = 12 corpos de prova
- ◇ Ensaio de Fadiga = 42 corpos de prova

- ◇ Ensaio de Desgaste = 18 corpos de prova
- ◇ Ensaio de Permeabilidade = 6 corpos de prova
- ◇ **Total de corpos-de-prova = 110 corpos de prova**

Número de corpos de prova moldados no laboratório do DAER para o Projeto das Misturas

- ◇ Ensaio Marshall = 30 corpos de prova
- ◇ **Total de corpos de prova = 140 corpos de prova**

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS NA MISTURA ASFÁLTICA

3.2.1 Natureza e procedência

3.2.1.1 Agregados

Os agregados foram coletados na pedreira do Consórcio Construtor TRS – Freeway, localizada no Município de Santo Antônio da Patrulha – RS. A rocha constituinte da pedreira é basáltica. As características dos agregados foram definidas através dos seguintes ensaios: granulometria, índice de forma, absorção de água, Abrasão Los Angeles, sanidade, massa específica aparente, densidade real e aparente do grão. O índice de forma, realizado seguindo a norma ME 086/94 do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER, foi de 0,8. A granulometria é compatível com a classificação Faixa B – Classe A do DAER-RS. O resultado do ensaio de Abrasão Los Angeles, que determina a resistência do agregado graúdo ao desgaste, foi de 16%, menor que o limite máximo de 40% das especificações DAER/RS –ESP–16/91. O resultado do ensaio de determinação da sanidade dos agregados foi de 6,70%, menor que o limite máximo de 10% das especificações DAER/RS –ESP–16/91.

A seguir é feita a descrição do projeto das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa:

PROJETO DE CONCRETO ASFÁLTICO

Método Marshall, Diâmetro Máximo 3/4"

Camada: ROLAMENTO

Estrada: Pistas Experimentais Campus UFRGS

Trecho: Pistas com Asfalto Comum (CAP – 20)

1. Granulometria dos materiais

QUADRO 3.1 – Granulometrias individuais dos agregados

PENEIRAS	Brita 3/4" (%)	Brita 3/8" + Pó (%)	Areia Média (%)
3/4 "	100,0		
1/2"	70,0		
3/8"	34,6	100,0	
n.º 4	1,2	82,7	
n.º 8	0,6	57,3	100,0
n.º 30	0,5	23,6	99,7
n.º 50	0,4	15,6	96,7
n.º 100	0,4	10,6	35,4
n.º 200	0,3	8,0	2,6

Em função das granulometrias foi adotada a faixa granulométrica "**tipo B**" da ESP – 16/91 do DAER:

- ◇ Brita 3/4" 25%
- ◇ Brita 3/8" + Pó 70%
- ◇ Areia Média 5%

QUADRO 3.2 – Composição granulométrica da mistura dos agregados

Peneira	Mistura dos Agregados	Faixa B do DAER	Faixa de trabalho
3/4"	100,0	100	100
1/2"	92,5	80 – 100	86,5 – 98,5
3/8"	83,7	70 – 90	77,7 – 90,0
n.º 4	63,2	50 – 70	57,2 – 70,0
n.º 8	45,3	35 – 50	41,3 – 49,3
n.º 30	21,6	18 – 29	18,0 – 25,6
n.º 50	15,9	13 – 23	13,0 – 19,9
n.º 100	9,3	8 – 16	8,0 – 12,3
n.º 200	5,8	4 – 10	4,0 – 7,8

Os materiais empregados na composição do concreto asfáltico apresentaram uma absorção de 0,50%, e possuem as seguintes massas específicas:

QUADRO 3.3 – Massa específica dos agregados

Fração	% Retida	Dens. Real (kg/dm³)	Dens. Aparente (kg/dm³)
3/4" - nº 10	58%	2,820	2,730
pas nº 10	42%	2,720	-
		Dens. Efetiva	2,751

Obs.: Foi utilizada para a densidade efetiva da mistura, a média das densidades reais e aparentes das frações.

2. Projeto

As temperaturas que foram aquecidos o ligante, os agregados e a mistura foram respectivamente 157°C, 167°C e 147°C.

Aos agregados nas proporções do projeto foi adicionado **CAP 20**, nas seguintes percentagens de asfalto.

4,5% 5,0% 5,5% 6,0% 6,5%

Estes corpos de prova foram moldados pelo método Marshall aplicando-se 75 golpes em base e topo dos mesmos relativo ao tráfego pesado. As características Marshall da mistura estão apresentadas na Tabela 3.1 e os resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência e de Resistência à Tração na Tabela 3.2.

TABELA 3.1 – Parâmetros Marshall da mistura

Parâmetro	Unidade	Resultado	Esp. 16/91 do DAER
Massa específica aparente	kg/dm ³	2,404	97% (mínimo)
Estabilidade 60°C	kgf	1.282,0	800Kgf (mínimo)
Índice de vazios	%	5,3	3 - 5%
Fluência 60°C	1/100''	8,4	8 - 16''
RBV	%	67,3	75 - 82%
VAM	%	16,2	15%

TABELA 3.2 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração da mistura

Teor de CAP-20 (%)	Módulo de resiliência (MPa)	Resistência à tração (MPa)
4,5	3.592	1,02
5,0	3.330	0,93
5,5	2.580	0,96
6,0	2.485	0,95
6,5	2.085	0,86

Após a análise dos parâmetros Marshall, módulo de resiliência e resistência à tração das misturas, e tendo em vista o objetivo a ser atingido nas pistas, de reduzir o efeito a deformação permanente e ressaltar o efeito ao trincamento, foi adotado o teor de ligante

correspondente ao índice de vazios de 5,3%. Resultando a porcentagem de 5,0% de CAP 20 com a tolerância de $\pm 0,3\%$. A densidade será de 97% da densidade de Projeto conforme a ESP – 16/91 do DAER.

PROJETO DE CONCRETO ASFÁLTICO MODIFICADO

Método Marshall, Diâmetro Máximo 3/4"

Camada: ROLAMENTO

Estrada: Pistas Experimentais Campus UFRGS

Trecho: Pistas com Asfalto Polímero (BETUFLEX)

1. Granulometria dos materiais

QUADRO 3.4 – Granulometrias individuais dos agregados

PENEIRAS	Brita 3/4" (%)	Brita 3/8" + Pó (%)	Areia Média (%)
3/4 "	100,0		
1/2"	70,0		
3/8"	34,6	100,0	
n.º 4	1,2	82,7	
n.º 8	0,6	57,3	100,0
n.º 30	0,5	23,6	99,7
n.º 50	0,4	15,6	96,7
n.º 100	0,4	10,6	35,4
n.º 200	0,3	8,0	2,6

Em função das granulometrias foi adotada a faixa granulométrica "**tipo B**" da ESP – 16/91 do DAER:

- ◇ Brita 3/4" 25%
- ◇ Brita 3/8" + Pó 70%
- ◇ Areia Média 5%

QUADRO 3.5 – Composição granulométrica da mistura dos agregados

Peneira	Mistura dos agregados	Faixa B do DAER	Faixa de trabalho
3/4"	100,0	100	100
1/2"	92,5	80 – 100	86,5 – 98,5
3/8"	83,7	70 – 90	77,7 – 90,0
n.º 4	63,2	50 – 70	57,2 – 70,0
n.º 8	45,3	35 – 50	41,3 – 49,3
n.º 30	21,6	18 – 29	18,0 – 25,6
n.º 50	15,9	13 – 23	13,0 – 19,9
n.º 100	9,3	8 – 16	8,0 – 12,3
n.º 200	5,8	4 – 10	4,0 – 7,8

Os materiais empregados na composição do concreto asfáltico apresentaram uma absorção de 0,50%, e possuem as seguintes massas específicas:

QUADRO 3.6 – Massa específica dos agregados

Fração	% Retida	Dens. Real (kg/dm ³)	Dens. Aparente (kg/dm ³)
3/4" – n.º 10	58%	2,820	2,730
pas n.º 10	42%	2,720	–
		Dens. Efetiva	2,751

Obs.: Foi utilizada para a densidade efetiva da mistura, a média das densidades reais e aparentes das frações.

2. Projeto

O ligante, os agregados e a mistura foram aquecidos a temperaturas de 160°C, 170°C e 157°C. Aos agregados nas proporções do projeto foi adicionado **betuflex**, nas seguintes percentagens de asfalto.

4,5 % 5,0 % 5,5 % 6,0 % 6,5%

Estes corpos de prova foram moldados pelo método Marshall aplicando-se 75 golpes em base e topo dos mesmos relativo ao tráfego pesado. As características Marshall da mistura estão apresentadas na Tabela 3.3 e os resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência e de Resistência à Tração na Tabela 3.4.

TABELA 3.3 – Parâmetros Marshall da mistura

Parâmetro	Unidade	Resultado	Esp. 16/91 do DAER
Massa específica aparente	kg/dm ³	2,404	97% (mínimo)
Estabilidade 60°C	kgf	1.205,0	800kgf (mínimo)
Índice de vazios	%	5,3	3 – 5%
Fluência 60°	1/100''	9,1	8 – 16''
Relação betume vazios	%	67,3	75 – 82%
Vazios de agregado mineral	%	16,2	15%

TABELA 3.4 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração da mistura

Teor de betuflex (%)	Módulo de resiliência (MPa)	Resistência à tração (MPa)
4,5	3.357	1,16
5,0	3.414	1,02
5,5	2.870	1,20
6,0	2.040	0,98
6,5	2.175	1,02

Após a análise dos parâmetros Marshall, módulo de resiliência e resistência à tração das misturas e tendo em vista o objetivo a ser atingido nas pistas, de reduzir o efeito a deformação permanente e ressaltar o efeito ao trincamento, foi adotado o teor de ligante correspondente ao índice de vazios de 5,3%. Resultando a porcentagem de 5,0% de betuflex com a tolerância de $\pm 0,3\%$. A densidade será de 97% da densidade de Projeto conforme a ESP – 16/91 do DAER

3.2.1.2 Aglutinantes

Os asfaltos empregados no presente trabalho foram convencional, do tipo CAP-20 e um modificado com 3% de polímeros SBS, o BETUFLEX B 60/60, ambos fornecidos pela Ipiranga Asfaltos S.A O BETUFLEX B 60/60 foi fabricado a partir do mesmo CAP-20 e os polímeros utilizados foram fabricados pela Shell.

Nas Tabelas 3.5, 3.6 e 3.7 são apresentados respectivamente a caracterização do ligante e a análise granulométrica do agregado. A recuperação do ligante das placas extraídas da pista experimental foi realizada com base no método ASTM D 1856-95^a (Método de recuperação do ligante pelo Abson) e a análise granulométrica com base no método de ensaio do DNER-ME 083/98 (Agregados – Análise granulométrica).

TABELA 3.5 – Resultados das análises realizadas no ligante recuperado da mistura asfáltica modificada por polímero (3% SBS), pista n° 1

ENSAIO	MÉTODO (c/ base em)	UNID.	Conforme especificação	
			do fabricante BETUFLEX B 60/60	RESULTADO PLACA 1
Teor de Betume	ASTM D 2172-95	%	-	4,56
Ponto de Amolecimento	NBR 6560	°C	55 - 65	66,7
Penetração (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	Dmm	50 - 70	27
Viscosidade (Visc. Brookfield)				
135°C	ASTM D 4402-87	cP	800 - 1000	1820
145°C			400 - 600	1025
175°C			170 - 200	254
Recuperação Elástica a 25°C,cm,	NBR 6293	%	60 mín.	36,6

Fonte: Ipiranga Asfaltos S/A – Laboratório de Desenvolvimento – CDT.

TABELA 3.6 – Resultados das análises realizadas no ligante recuperado da mistura asfáltica convencional (CAP 20), pista n° 2

ENSAIO	MÉTODO (c/ base em)	UNID.	ESPECIF. CAP 20	RESULTADO PLACA 2
Teor de Betume	ASTM D 2172-95	%	-	4,78
Ponto de Amolecimento	NBR 6560	°C	-	64,7
Penetração (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	Dmm	50 mín.	26
Viscosidade a 135°C, SSF,	MB 517	ssf	120 mín	694,4
Viscosidade a 177°C, SSF,	MB 517	ssf	30-150	98,4
Ductilidade a 25°C, cm,	NBR 6293	%	20 mín.	18,3

Fonte: Ipiranga Asfaltos S/A – Laboratório de Desenvolvimento – CDT.

TABELA 3.7 – Resultados das análises granulométricas de ambas as misturas

PENEIRAS	FAIXA "B" DAER	FAIXA DE PROJETO	FAIXA DE TRABALHO	RESULTADOS	
				PLACA 1	PLACA 2
3/4"	100	100	100	100	100
1/2"	80 - 100	92,5	86,5 - 98,5	89,24	92,02
3/8"	70 - 90	83,7	77,7 - 90,0	79,91	82,84
N° 04	50 - 70	63,2	57,2 - 70,0	61,08	61,72
N° 08	35 - 50	45,3	41,3 - 49,3	42,00	42,29
N° 30	18 - 29	21,6	18,0 - 25,6	19,91	20,28
N° 50	13 - 23	15,9	13,0 - 19,9	14,13	14,41
N° 100	8 - 16	9,3	8,0 - 12,3	9,99	10,12
N° 200	4 - 10	5,8	4,0 - 7,8	5,81	5,66

Fonte: Ipiranga Asfaltos S/A – CDT.

Conforme podemos ver, na Tabela 3.5, os resultados dos ensaios de Ponto de Amolecimento, Penetração, Viscosidade, e Recuperação elástica a 25°C do ligante da placa de n° 1, referente a pista com mistura asfáltica com cimento asfáltico modificado por polímeros, ficaram fora das especificações fornecida pelo fabricante. Estes resultados, juntamente com os ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração, apresentados nas Tabelas 3.8 e 3.9, indicaram provável ocorrência de oxidação do ligante no processo de usinagem. Em relação aos resultados dos ensaios da Tabela 3.6, referente a pista cimento asfáltico convencional (CAP 20), placa n° 2, são considerados na prática os seguintes intervalos para análise deste ligante: Ponto de Amolecimento (50), Penetração (50 mín.), Viscosidade a 135°C (150-170) e 177°C (35-36), SSF, e Ductilidade do ligante (20 mín.), e constatou-se também, que estes resultados estão fora dos intervalos admitidos. Estes resultados, juntamente com os ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração, apresentados nas Tabelas 3.8 e 3.9, indicaram provável ocorrência de oxidação do ligante da no processo de usinagem.

TABELA 3.8 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência variando as temperaturas dos ensaios de 10°C, 25°C e 40°C, e as espessuras das pistas de 4 cm, 6 cm e 8 cm, e seus valores médios respectivamente

Módulo de Resiliência x Temperatura			
Material	Temperatura (°C)	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência (MPa)
PISTA 2	10	4	3973
	10	6	7784
	10	8	6849
PISTA1	10	4	4498
	10	6	6629
	10	8	5284
PISTA 2	25	4	2385
	25	6	3515
	25	8	4522
PISTA1	25	4	3831
	25	6	2610
	25	8	3938
PISTA 2	40	4	929
	40	6	1920
	40	8	1928
PISTA1	40	4	1660
	40	6	1428
	40	8	1574

TABELA 3.9 – Resultados dos ensaios de resistência à tração realizados a temperatura de 25°C considerando a variação das espessuras das pistas e os valores médios de resistência à tração encontrados para ambas as misturas

Amostra	Espessura	Resistência à Tração (MPa)
PISTA N° 2	4 cm	0,47
PISTA N° 2	6 cm	0,57
PISTA N° 2	8 cm	0,63
	média	0,56
PISTA N° 1	4 cm	0,69
PISTA N° 1	6 cm	0,53
PISTA N° 1	8 cm	0,58
	média	0,60

Segundo o DNER (1998), a visualização do efeito SBS nas características do ligante é observada através dos ensaios físicos, tais como a elevação do Ponto de Amolecimento, a diminuição do Ponto de Ruptura Fraass e a diminuição da

Suscetibilidade Térmica, mas apesar desses ensaios indicarem claramente a presença do polímero no ligante, não resta dúvida de que o ensaio de recuperação elástica é o que melhor indica a presença do SBS no ligante e, inclusive, dá uma idéia de seu teor aproximado. E isto se deve a natureza química do SBS, especialmente sua geometria e sua altíssima elasticidade entrópica de conformação.

Com a ocorrência da oxidação do ligante ficou comprometida a avaliação das modificações causadas pela incorporação de polímeros 3% SBS no CAP 20. A partir de então passou a se estudar o comportamento mecânico de misturas asfálticas que possivelmente sofreram processo de oxidação. Determinou-se assim que, a pista executada com asfalto modificado com polímeros seja chamada de pista n°1, e a executada com asfalto convencional, seja chamada de pista n° 2.

3.3 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

As principais fases que constituíram o trabalho de laboratório foram:

- a) seleção, caracterização e preparação dos agregados (DAER/RS EL 1021/01);
- b) moldagem dos corpos de prova (ABNT/NBR 12891/93);
- c) realização dos ensaios Marshall (ABNT/NBR 12891/93 e DAER/RS EL 217/01);
- d) realização dos ensaios de módulo de resiliência (DNER-ME 133/94);
- e) realização dos ensaios para determinação da resistência à tração (DNER-ME 138/94);
- f) realização dos ensaios de deformação permanente;
- g) realização dos ensaios de fadiga;
- h) realização dos ensaios de condutividade hidráulica (ASTM D 5084-90);
- i) realização dos ensaios de determinação da perda por desgaste de misturas betuminosas (DAER/RS – EL 215/01).

3.3.1 Seleção, manuseio e preparação de agregados

Os agregados foram secos em estufa à temperatura de 105°C a 110°C até a constância do peso e peneirados manualmente nas frações correspondentes a cada uma das peneiras especificadas na norma do DNER (DNER-ES 313/97), sendo cada fração armazenada individualmente em sacos plásticos devidamente etiquetados. Após o peneiramento as frações foram re combinadas nas proporções pertinentes a cada corpo de prova de acordo com a distribuição granulométrica estabelecida, na faixa “B” do DAER.

3.3.2 Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova, cujas distribuições granulométricas enquadram-se na faixa “B” do DAER, foram confeccionados segundo o método Marshall para misturas betuminosas. Para a confecção dos corpos de prova das misturas betuminosas com asfalto convencional CAP-20, os agregados foram aquecidos previamente em estufa à 167°C durante 12 horas e o asfalto convencional foi aquecido previamente em estufa à 157°C durante 4 horas. Para a confecção dos corpos de prova das misturas betuminosas com asfalto modificado, os agregados foram aquecidos previamente em estufa à 170°C durante 12 horas e o Betuflex B 60/60 foi aquecido previamente em estufa à 160°C durante 4 horas.

A temperatura de usinagem da mistura asfáltica com polímeros foi obtida no Certificado de Qualidade do Betuflex 60/60. No momento da mistura dos agregados com o ligante CAP 20, controlou-se a temperatura da mistura para obter-se a temperatura de 147°C, e para a mistura dos agregados com o Betuflex 60/60, controlou-se a temperatura da mistura para obter-se a temperatura de 157°C. Com essas temperaturas, os corpos de prova foram compactados com energia de setenta e cinco golpes em cada face, nos cinco diferentes teores de ligante: 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5%.

Após a compactação, removeu-se o conjunto fixador do molde e deixou-se esfriar a amostra, até que a mesma pudesse ser retirada do molde sem qualquer

deformação. Removeu-se o corpo de prova do molde por meio de extrato, identificando-o com lápis de cera e colocando-o sobre uma superfície nivelada e lisa até ser ensaiado. Os corpos de prova foram deixados em repouso de um dia para outro em temperatura ambiente.

Para cada teor de asfalto foram confeccionados três corpos de prova, perfazendo um total de quinze corpos de prova para cada tipo de ligante. Após a moldagem dos corpos de prova, foram feitas três medidas de altura e do diâmetro para obter-se valores médios das dimensões dos corpos de prova, além deles terem sido submetidos à pesagem ao ar e imersos em água para a determinação da densidade aparente.

3.3.3 Determinação da estabilidade e fluência (Ensaio Marshall)

Na execução do ensaio Marshall segundo a NBR 12891/1993 e DAER/RS EL 217/01, utilizou-se uma prensa capaz de aplicar cargas até 4000kgf, com erro inferior a 2,5kgf, mecânica com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de 5cm/min (aproximadamente 0,8 mm/s) e medidor de fluência com leitura direta com graduação de 1/100". Antes de se determinar a estabilidade e a fluência das misturas betuminosas em estudo, os corpos de prova foram submetidos a um banho-maria em água à temperatura de 60°C, por trinta minutos. Após o banho-maria, os corpos de prova foram colocados dentro dos dois segmentos do molde de compressão e levados à prensa para a determinação da estabilidade e da fluência Marshall.

Os valores de estabilidade Marshall, para ambos os tipos de mistura betuminosa, foram obtidos pelo produto da leitura da deformação máxima registrada no anel dinâmico acoplado à prensa, pela constante do anel e corrigidas em função da altura dos corpos de prova de acordo com a NBR 12891/1993 da ABNT. Os parâmetros necessários à aplicação do método Marshall, foram calculados da seguinte forma:

a) Massa específica real dos agregados da mistura:

$$\text{"massa específica real dos agregados"} = \frac{100}{\frac{\text{"% graúdo"}}{\text{"MERg"}} + \frac{\text{"% miúdo"}}{\text{"MERm}}} \quad (3.1)$$

Onde:

“**massa específica real dos agregados**”, em g/cm³;

“**% graúdo**” = porcentagem em peso do agregado retido na peneira nº 10 (2,00mm) na mistura;

“**% miúdo**” = porcentagem em peso do agregado passante na peneira nº 10 (2,00mm) na mistura;

“**MERg**” = massa específica real do agregado graúdo da mistura;

“**MERm**” = massa específica real do agregado miúdo da mistura.

b) Massa específica aparente dos agregados da mistura:

$$\text{“massa específica aparente dos agregados”} = \frac{100}{\frac{\text{“\% graúdo”}}{\text{“MEAg”}} + \frac{\text{“\% miúdo”}}{\text{“MERm”}}} \quad (3.2)$$

Onde:

“**massa específica aparente dos agregados**”, em g/cm³;

“**% graúdo**” = porcentagem em peso do agregado retido na peneira nº 10 (2,00 mm) na mistura;

“**% miúdo**” = porcentagem em peso do agregado passante na peneira nº 10 (2,00 mm) na mistura;

“**MEAg**” = massa específica aparente do agregado graúdo da mistura;

“**MERm**” = massa específica real do agregado miúdo da mistura.

c) Densidade efetiva do agregado da mistura:

$$\text{“densidade efetiva”} = R \times \text{“massa específica real dos agregados”} + A \times \text{“massa específica aparente dos agregados”} \quad (3.3)$$

Onde:

“**densidade efetiva**” = massa específica efetiva do agregado da mistura (em g/cm³) dividida pela massa específica da água (considerada 1,00 g/cm³);

R e A = constantes obtidas na tabela a seguir:

QUADRO 3.7 - Valores das constantes R e A

Absorção do agregado	R	A
< 2%	0,5	0,5
≥ 2% e < 3%	0,25	0,75
≥ 3%	0	1

Nota: Os valores constantes na tabela são apenas indicativos, devendo ser interpolados ou alterados de acordo com a experiência do projetista.

Fonte: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem, Manual de Ensaios, v.2, 2001.

e) Densidade máxima teórica da mistura:

$$\text{“densidade máxima teórica”} = \frac{100}{\frac{100 - \% \text{asfalto}}{\text{“densidade \cdot efetiva”}} + \frac{\% \text{asfalto}}{\text{“densidade \cdot do \cdot asfalto”}}} \quad (3.4)$$

Onde:

“densidade máxima teórica” = densidade máxima da mistura sem vazios;

“% asfalto” = porcentagem de ligante a ser adicionado na confecção do corpo de prova;

“densidade do asfalto” = densidade do ligante, considerada 1,02;

“densidade efetiva” = massa específica efetiva do agregado da mistura (em g/cm³) dividida pela massa específica da água (considerada 1,00 g/cm³).

e) Volume de vazios da mistura:

$$\%V_v = \frac{\text{“densidade máxima teórica”} - \text{“densidade aparente da mistura”}}{\text{“densidade máxima teórica”}} \times 100 \quad (3.5)$$

Onde:

“%V_v” = volume de vazios da mistura ocupado pelo ar, em %;

“densidade máxima teórica” = densidade máxima da mistura sem vazios;

“densidade aparente da mistura” = densidade do corpo de prova.

f) Vazios do agregado da mistura:

$$\%VAM = \%V_v + \frac{\% \text{asfalto} \times \text{“densidade aparente da mistura”}}{\text{“densidade do asfalto”}} \quad (3.6)$$

Onde:

“% VAM” = volume total de vazios formado pelo agregado, em %;

“% V_v ” = volume de vazios da mistura ocupado pelo ar, em %

“% **asfalto**” = porcentagem de ligante a ser adicionada na confecção do corpo de prova;

“**densidade aparente da mistura**” = densidade do corpo de prova;

“**densidade do asfalto**” = densidade do ligante, considerada 1,02.

g) Relação betume/vazios:

$$\text{“\% RBV”} = \frac{\text{“\% VAM”} - \text{“\% } V_v \text{”}}{\text{“\% VAM”}} \quad (3.7)$$

Onde:

“% **RBV**” = porcentagem de vazios do agregado mineral preenchido com ligante;

“% **VAM**” = volume total de vazios formado pelo agregado, em %;

“% V_v ” = volume de vazios da mistura ocupado pelo ar, em %.

h) Fluência:

No momento da ruptura anotar na folha de ensaio como “**leitura do extensômetro**” a leitura correspondente à carga máxima de ensaio e como “**fluência**” à deformação máxima que sofre o corpo de prova até a ruptura. A fluência usualmente é expressa em 1/100”, podendo ser expressa também em mm.

i) Estabilidade:

$$\text{“estabilidade”} = \text{“leitura do extensômetro”} \times \text{“constante do anel”} \times \text{“fator de correção”} \quad (3.8)$$

Onde:

“**estabilidade**” = carga de ruptura do corpo de prova, expressa em Kgf;

“**constante do anel**” = constante do anel dinanométrico;

“**fator de correção**” = correção da estabilidade em função da altura ou do volume do corpo de prova conforme tabela Manual de Ensaio volume II do DAER (EL 217/01 p.6/11).

Para o concreto asfáltico o teor de ligante ótimo a ser indicado no projeto é correspondente ao percentual de vazios entre 3% e 5%, neste caso para acelerar o

aparecimento de trincas e deformação permanente escolheu-se um percentual de vazios de 5,3%. O teor de ligante deve ser confirmado através da realização de ensaios de módulo de resiliência e ensaios de resistência à tração na compressão diametral. Para estes ensaios sugere-se a utilização de três corpos de prova no teor ótimo do ligante, três corpos de prova com 0,5% abaixo e três corpos de prova com 0,5% acima deste teor.

3.4 ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O Módulo Resiliente (MR) de misturas betuminosas é determinado utilizando o equipamento de compressão diametral (tração indireta) de cargas repetidas, e por definição é a relação entre a tensão de tração (τ) aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura betuminosa e a deformação específica de extensão recuperável (ϵ_r) correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura, para uma frequência de aplicação de carga, medida no plano ortogonal ao de carregamento.

Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados no equipamento montado no Laboratório de Pavimentação da UFRGS (LAPAV), conforme mostram as Figuras 3.1 e 3.2.

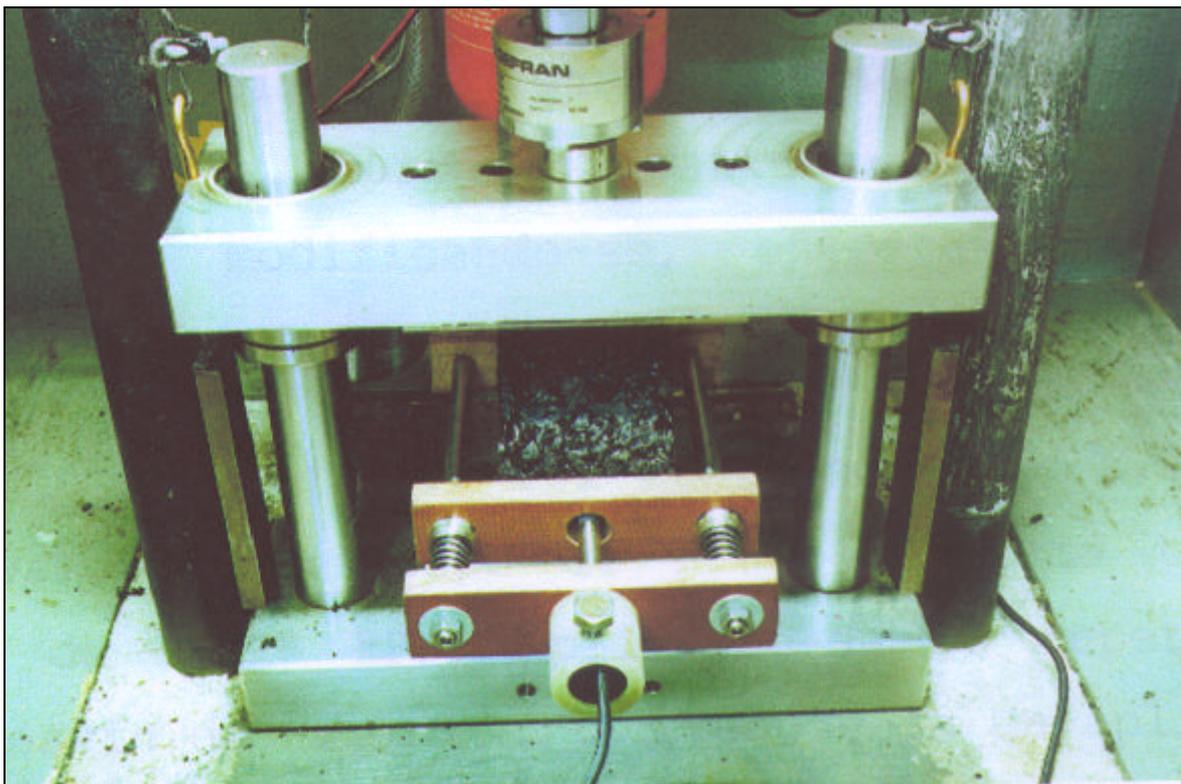


FIGURA 3.1 – Vista do interior do equipamento de módulo de resiliência durante a execução do ensaio

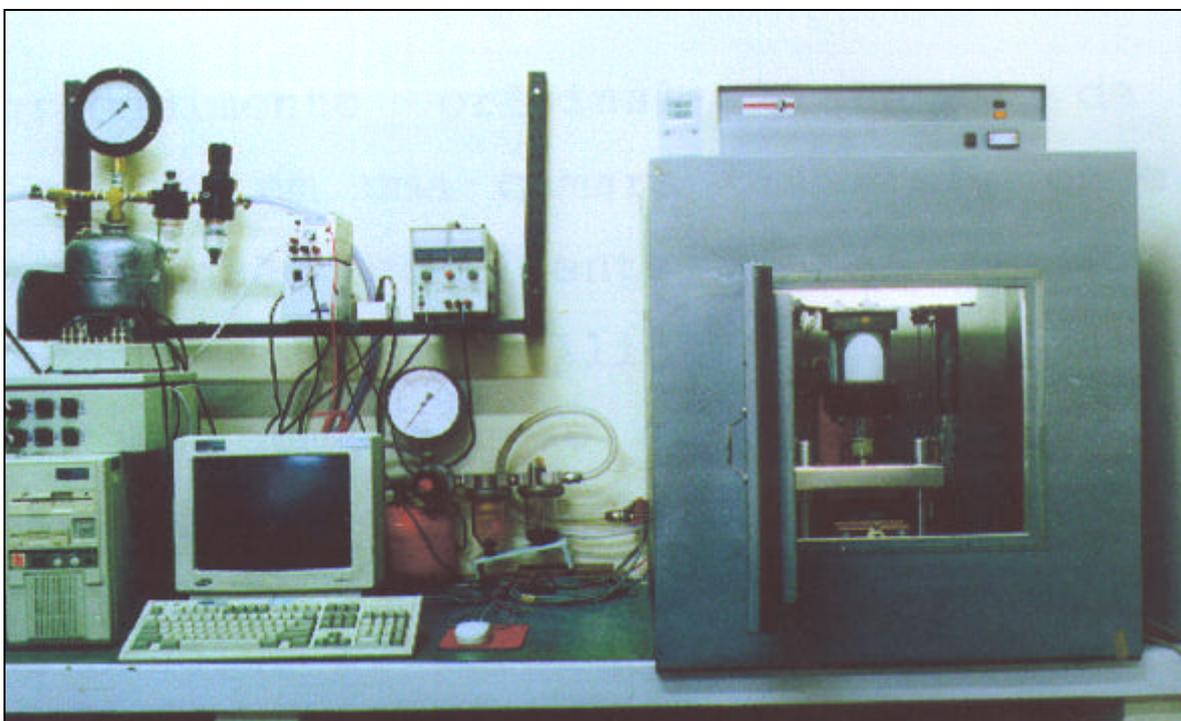


FIGURA 3.2 – Equipamento de módulo de resiliência

EQUIPAMENTO:

- a) Prensa: montantes, base e cabeça, com calha de apoio e friso de aplicação de carga.
- b) O Sistema Pneumático de carregamento é composto de: regulador de pressão de ar comprimido para aplicação de carga vertical repetida (F); válvula “three way”; cilindro de pressão e pistão de carga; temporizador eletrônico para controle do tempo de abertura (ou carregamento) da válvula e frequência de aplicação da carga vertical.
- c) O Sistema de medição de deformação (deslocamento diametral horizontal) do corpos de prova é constituído de um transdutor mecânico-eletromagnético tipo LVDT (linear variable differential transducer) de contato ligado a uma placa de aquisição de dados de um computador.
- d) Câmara de isolamento térmico com termostato.

AMOSTRA:

Os corpos de prova destinados aos ensaios de módulos para os projetos das misturas foram moldados na UNP – Unidade de Normas e Pesquisas do DAER, com teores de asfalto de 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5% para ambas as misturas asfálticas. Os outros ensaios de módulo foram realizados com corpos de prova obtidos diretamente do campo por extração através de sonda rotativa, de forma cilíndrica, com altura entre 3,50 cm a 6,50 cm e diâmetro de $10 \pm 0,2$ cm. As temperaturas do ensaio de resiliência foram de 10°C, 25°C e 40°C.

ENSAIO:

MONTAGEM DO ENSAIO:

- a) posicionar o corpos de prova no interior do suporte para fixação do transdutor;
- b) colocar o corpos de prova na base da estrutura de suporte, entre dois cabeçotes curvos;

- c) fixar e ajustar o transdutor de modo a se obter registro a uma placa de aquisição de dados de um computador;
- d) observar o perfeito assentamento do pistão de carga e dos cabeçotes no corpos de prova.

Na Figura 3.3 é apresentado o desenho esquemático do equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência (Specht, 2000).

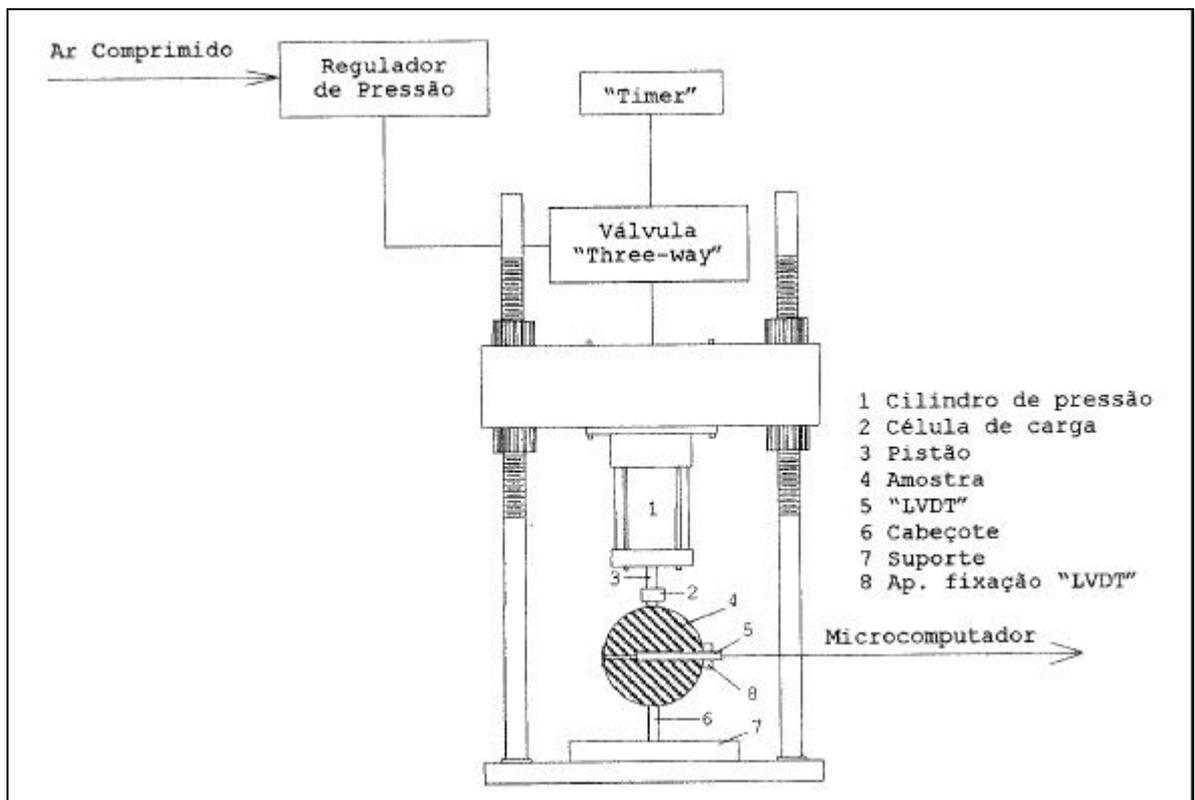


FIGURA 3.3 – Desenho esquemático do equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência (Specht, 2000)

APLICAÇÃO DAS CARGAS REPETIDAS:

- a) Calibração Preliminar e condicionamento: deve-se conhecer a resistência à tração da mistura. Calibra-se, preliminarmente, a leitura do manômetro da tubulação de ar comprimido para dar a carga que deseja na prensa, em função da área do pistão do cilindro de carga. Procede-se ao condicionamento do corpos de prova aplicando-se 200 repetições de uma carga vertical que produz uma tensão à tração menor ou igual a 30 % da

resistência à tração. A frequência de aplicação da carga F é 1Hz e sua duração em torno de 0,10 segundos.

- b) Ensaio de módulo resiliente: após o condicionamento da amostra, continua-se com a aplicação da carga e mede-se as deformações com o auxílio de um LVDT (linear variable differential transducer) a cada 100 repetições. Registram-se os deslocamentos horizontais máximos após 300, 400, e 500 aplicações de carga F. O módulo resiliente do corpo de prova ensaiado é a média aritmética dos valores calculados para os vários deslocamentos medidos.

RESULTADOS:

Com os valores obtidos são calculados os módulos de resiliência, através da expressão:

$$MR = F_v \times (v + 0,27) / t \times \Delta H \quad (3.9)$$

Onde:

MR – módulo de resiliência (MPa);

F_v – carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo de prova (N);

ΔH – deformação horizontal recuperável (mm);

t – espessura do corpo de prova (mm);

v – coeficiente de Poisson.

Os procedimentos de ensaio foram feitos segundo a norma do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, a DNER-ME 133/94 e ASTM D-4123-82. O coeficiente de Poisson utilizado foi de 0,30.

3.5 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A determinação da resistência à tração por compressão diametral estática foi feita de acordo com o método de ensaio do DNER 138/1994. O ensaio de compressão diametral foi desenvolvido pelo professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro para a

determinação da resistência à tração de corpos de prova cilíndricos de concreto de cimento Portland. A Figura 3.4 mostra a prensa utilizada no ensaio.

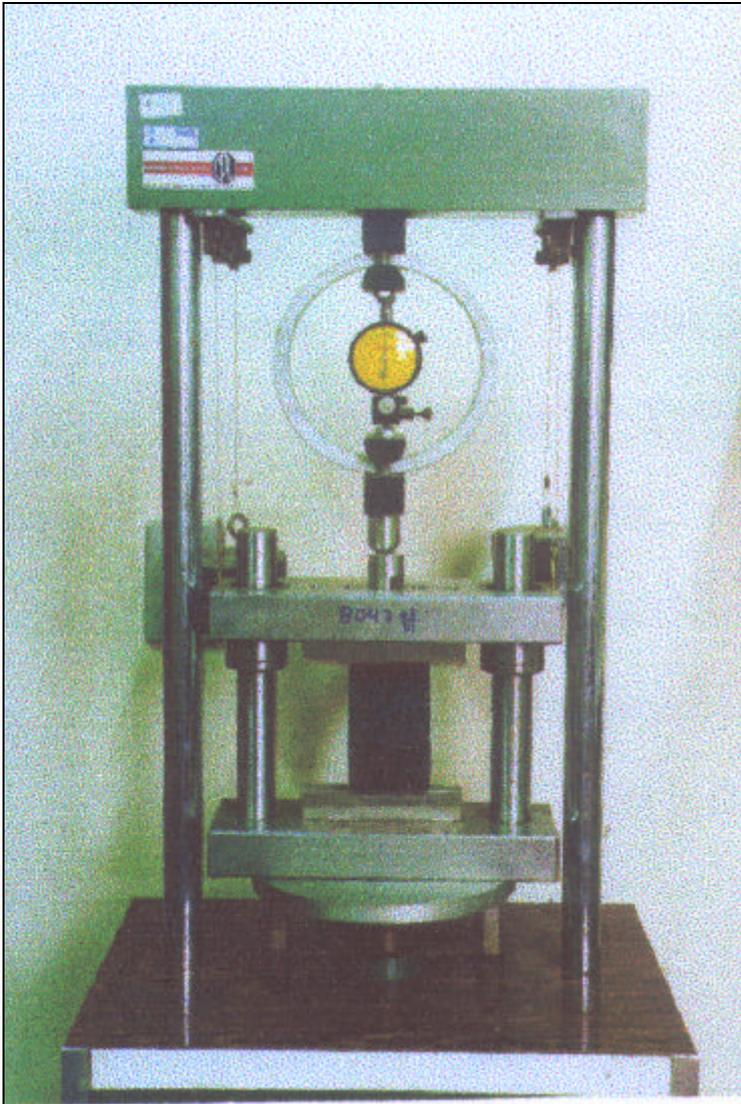


FIGURA 3.4 – Vista do equipamento de compressão diametral

EQUIPAMENTO:

- a) prensa hidráulica com capacidade de 70KN, marca LTM, permitindo velocidade de carregamento de 5 cm/min;
- b) sistema de refrigeração ambiente capaz de manter a temperatura em 25°C.

DIMENSÕES DO CORPO DE PROVA:

O corpo de prova é o mesmo utilizado no ensaio de compressão diametral para determinar o módulo de resiliência. Parte dos corpos de prova foram moldados no laboratório do DAER e parte foram extraídos das pistas experimentais.

ENSAIO:

- a) Fazer quatro ou mais medições de altura do corpos de prova com um paquímetro em diâmetros ortogonais e tomar a média.
- b) Fazer três medições do diâmetro em três posições de altura e tomar a média.
- c) No caso de mistura betuminosa coloca-se o corpo de prova na câmara de aquecimento ou sistema de refrigeração por um período de 2 horas, de modo a se obter a temperatura especificada para o ensaio de resiliência (25°C, 30°C, 45°C ou 60°C). Nesta pesquisa foram realizados ensaios a uma temperatura de 25°C.
- d) Colocar o corpo de prova na posição horizontal sobre o prato inferior da prensa; recomenda-se interpor dois frisos metálicos curvos ao longo das geratrizes de apoio superior e inferior.
- e) Ajustar os pratos da prensa dando ligeira compressão que segure o corpo de prova em posição.
- f) Aplicar a carga progressivamente, à razão de 5 cm/min, até que se dê a ruptura com a separação das duas metades do corpo de prova, segundo o plano diametral vertical.

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À TRACÇÃO:

Obtém-se da expressão:

$$\sigma_t = 2F / 100\pi dh \quad (3.10)$$

Onde:

σ_t – resistência à tração indireta (MPa);

F – carga de ruptura (N);

D – diâmetro do corpo de prova (cm);

h – altura do corpo de prova (cm).

3.6 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Este ensaio tem como objetivo avaliar qualitativamente o comportamento à deformações permanentes das misturas asfálticas estudadas. Este equipamento foi projetado e construído no Laboratório de Pavimentação da UFRGS (LAPAV) por Homem (2002). O desenvolvimento deste equipamento baseou-se em estudos realizados por Mallick, Ahlrich e Brown (1995). Trata-se de um ensaio executado a uma temperatura de 60°C em uma câmara triaxial, onde é possível aplicar tensões confinantes e tensões desvio. No estudo preconizado por estes autores utilizaram-se estados de tensão normal de 826,8 KPa (tensão desvio de 689 KPa) e uma tensão confinante de 137,8KPa, para simular a pressão de pneus de aeronaves em pista de pouso e decolagem. Os resultados obtidos pelos autores com este equipamento apresentaram uma forte correlação com valores de deformação permanente obtidos em campo.

O equipamento desenvolvido no LAPAV-UFRGS consiste em uma câmara triaxial e um dispositivo de aplicação de carga situados dentro de uma câmara termo-regulável onde é possível manter a temperatura do ensaio em 60°C. A tensão de confinamento é medida com um transdutor de pressão e as medidas de deformação permanente são obtidas com um LVDT. Ao conjunto de aplicação de carga é acoplado uma célula de carga e uma válvula “three-way”, que possibilitam, respectivamente, a medição instantânea da tensão de confinamento e a aplicação repetida do carregamento. Todos os dados do ensaio são enviados a um dispositivo de aquisição de dados

computadorizados. Utiliza-se o software HP-VEE para a manipulação dos resultados obtidos (Figura 3.5).

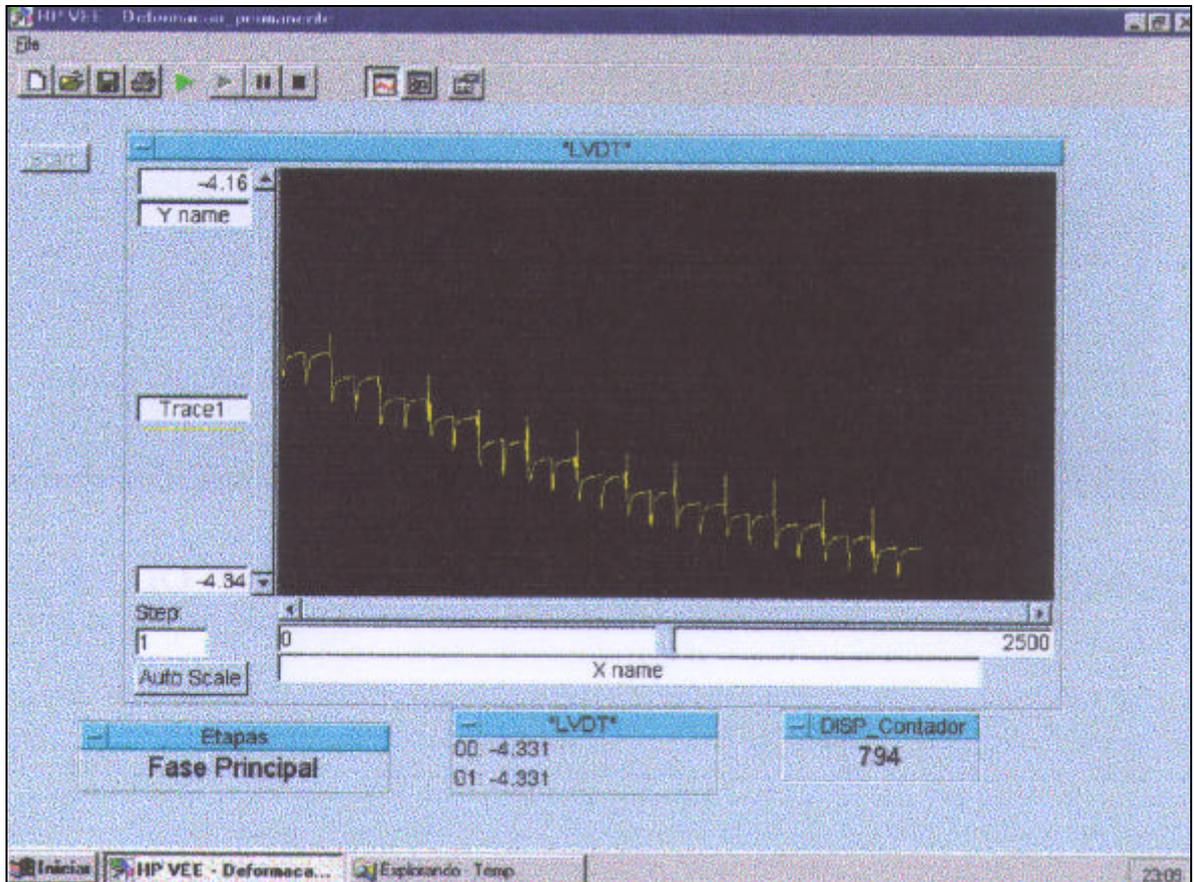


FIGURA 3.5 – Exemplo da tela do programa feito em HP-VEE durante o ensaio de deformação permanente

Na câmara axial o corpo de prova é colocado sobre uma base. A pressão de confinamento é aplicada através de um regulador de pressão e medida através de um manômetro. Existe um sistema de ar auxiliar para erguer o pistão de aplicação de carga antes do início do ensaio. Na Figura 3.6 pode-se ver um corte esquemático do equipamento.

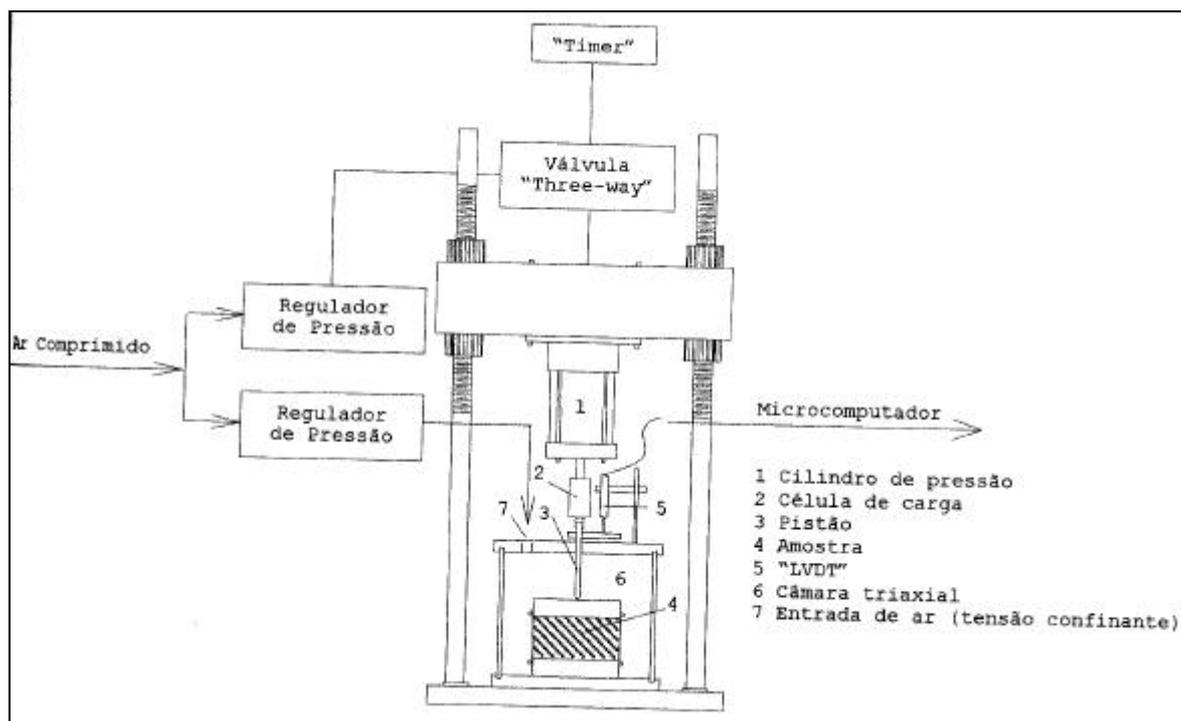


FIGURA 3.6 – Corte esquemático do equipamento de deformação permanente

O sistema eletrônico está preparado para fazer leituras da célula de carga e do LVDT. A célula de carga somente é utilizada para fazer a calibração inicial do sistema de aplicação de carga. Durante os ensaios não é feito nenhum tipo de leitura deste equipamento. Já as deformações que o LVDT mede são registradas durante toda a execução do ensaio.

Os ensaios realizados preliminarmente apontaram para a necessidade de diminuição da temperatura e da tensão desvio originais, em virtude dos corpos de prova não terem suportado as tensões originais do ensaio.

O ensaio foi realizado a 45°C, a partir do condicionamento do corpo de prova com uma tensão de confinamento de 137,8 KPa, aplicando-se 30 repetições de tensão desvio de 82,7 KPa. A frequência de aplicação de carga é de 1 Hz e sua duração é de 0,1 segundos. Após o condicionamento da amostra, aplicou-se uma tensão desvio de 205,4 KPa durante uma hora. A frequência de aplicação de carga é de 1 Hz e sua duração é de 0,1 segundos. Depois da aplicação da carga, registrara-se a recuperação da deformação do corpo de prova durante 15 minutos. A deformação acumulada ao final desse período foi considerada como sendo a deformação permanente. Nas Figuras 3.7 e 3.8 pode-se visualizar o equipamento de deformação permanente utilizado.

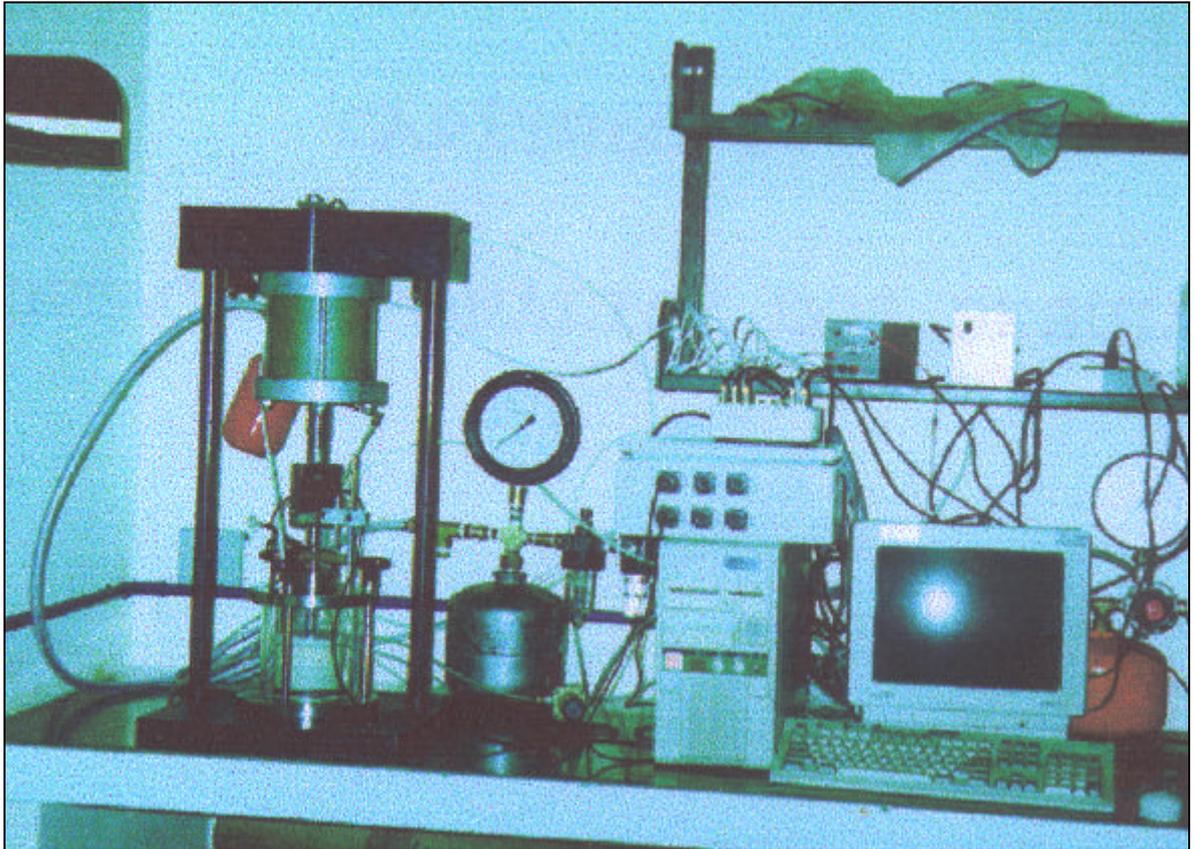


FIGURA 3.7 – Equipamento de deformação permanente antes da colocação da câmara termo-regulável

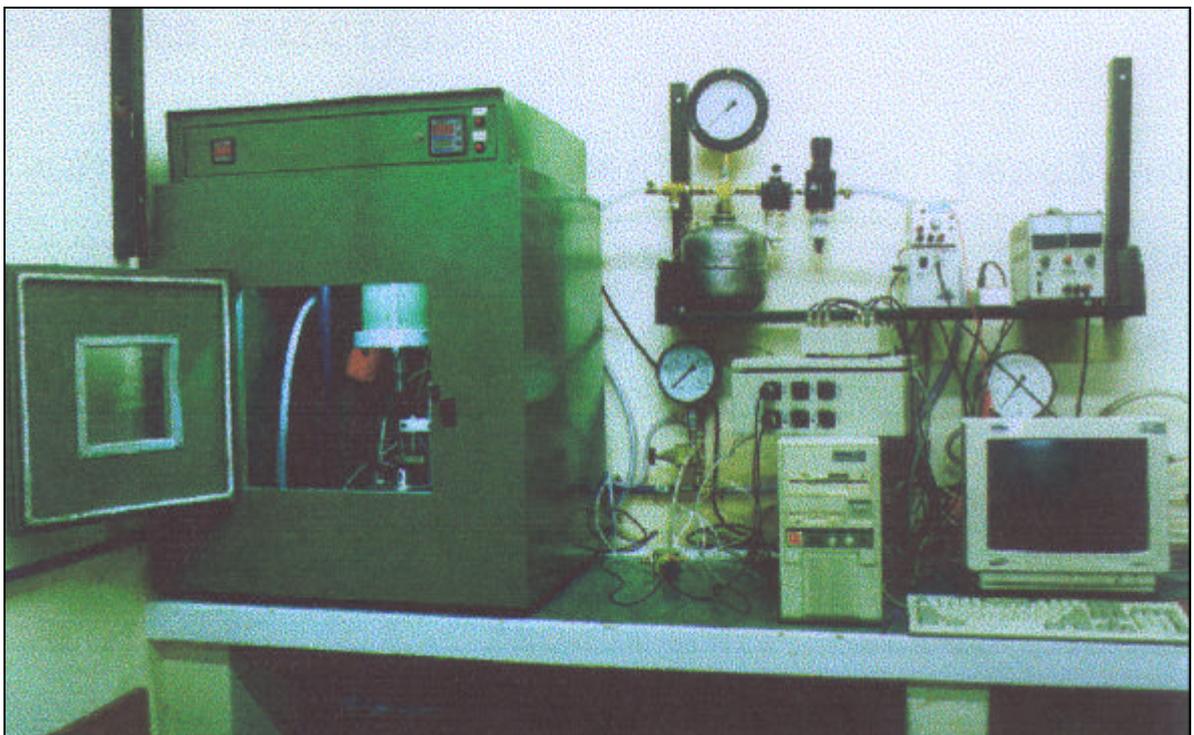


FIGURA 3.8 – Vista do equipamento de deformação permanente

3.7 ENSAIO DE FADIGA

O equipamento de fadiga foi desenvolvido no laboratório de pavimentação da UFRGS (LAPAV) nos mesmos moldes do equipamento de módulo de resiliência. O que difere o ensaio de fadiga do ensaio de resiliência é que, como este ensaio é realizado sob tensão controlada não necessita colocar o LVDT, tendo em vista que não é seu objetivo medir as deformações das amostras. Foi colocado um contador mecânico para registrar o número de ciclos até a ruptura da amostra e um cursor que, à medida que a amostra rompe, ocorre o desligamento automático do equipamento.

A vida de fadiga é determinada a partir de ensaios de compressão diametral de cargas repetidas. O equipamento é constituído essencialmente, conforme vimos anteriormente na descrição do equipamento do ensaio de módulo, de uma estrutura metálica que serve de suporte a um pistão que aplica uma carga repetida (F) na amostra, através de um dispositivo pneumático com um sistema regulador do tempo de aplicação de carga (*timer*). O equipamento situa-se dentro de uma câmara termo-regulável onde é possível controlar a temperatura do ensaio.

Os ensaios de fadiga foram realizados a temperatura de 25°C. Segundo Pinto (1991), a escolha da temperatura de ensaio e da frequência do carregamento podem ser justificados através de considerações climáticas e do hábito da carga preponderante, em uma região do país.

Admitindo esse tipo de abordagem, a escolha da temperatura de 25°C, para os estados do sul e de grande parte do sudeste do país, é razoável, levando em conta os registros disponíveis das temperaturas médias mensais vigentes, cujos valores oscilam entre 10°C e 27°C.

As cargas repetidas são de compressão ao longo do plano diametral, aplicadas através de dois frisos de carga opostos, a uma amostra cilíndrica. Esse tipo de carregamento produz uma tensão de tração relativamente uniforme ao longo do plano vertical (Pinto e Preussler, 1980). A ruptura do corpo de prova é caracterizada por seccionamento ao longo deste plano.

Os ensaios de fadiga foram realizados sob tensão controlada, com uma frequência de 1 Hz, e 0,10 segundos de duração do carregamento repetido. Determinou-se o número de repetições necessárias à ruptura completa do corpo de prova correspondente a níveis de carregamento de 10% a 95% da resistência à tração estática para cada tipo de mistura. De uma maneira geral, para cada nível de tensão de tração atuante, foram ensaiados três corpos de prova, perfazendo um total de 42 corpos de prova.

Os resultados dos ensaios permitiram estabelecer relações entre o número de repetições de carga à ruptura e o nível de tensões atuantes:

$$N = K_1 (1 / \Delta\sigma)^{n_1} \quad (3.11)$$

$$\Delta S = S_c - S_t, \quad (3.12)$$

$$\Delta\sigma = 4\sigma_t \quad (3.13)$$

Onde:

N – é o número de repetições de carga necessários à ruptura completa da amostra – vida de fadiga;

$\Delta\sigma$ – é a diferença algébrica entre as tensões horizontal (de tração) e vertical (de compressão) no centro da amostra;

K_1, n_1 – são parâmetros de fadiga determinados experimentalmente.

Na figura 3.9 pode-se visualizar o equipamento de fadiga utilizado.



FIGURA 3.9 – Equipamento de fadiga fora da câmara termo-regulável

3.8 ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA (PERMEÂMETRO DE PAREDE FLEXÍVEL)

O ensaio de condutividade hidráulica foi realizado segundo a norma americana ASTM D 5084-90. O permeâmetro de parede flexível utilizado nesta pesquisa foi projetado com o propósito de servir para todos os tipos de materiais, desde materiais granulares até materiais com baixíssima condutividade hidráulica. Este tipo de ensaio é mais confiável que os ensaios de permeâmetro com parede rígida em função do selamento que a membrana proporciona ao redor da amostra.

Este equipamento foi projetado e construído no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS foi projetado por Heineck (2002), baseando-se nas experiências relatadas por vários autores (Daniel *et al.*, 1984; Boynton e Daniel, 1985; Carpenter e Stephenson, 1986; Daniel, 1994). As características do permeâmetro serão descritas a seguir.

O sistema hidráulico é composto por três células de pressão denominadas de acumuladores, onde a pressão é aplicada através de ar comprimido diretamente sobre a água. O movimento da interface ar/líquido é monitorado para medir o fluxo nos acumuladores conectados ao topo e à base do corpo de prova. O monitoramento do fluxo é feito de duas maneiras: (1) através de tubos graduados que mostram o nível do líquido dentro dos acumuladores e (2) através de um medidor de variação volumétrica.

Após a instalação das amostras no permeâmetro de parede flexível é aplicada uma tensão de confinamento de 50 KPa e se estabelece a fase de saturação dos corpos de prova, que consiste na percolação de água, da base para o topo do corpo de prova até que não se percebam mais bolhas de ar saindo da amostra

A realização de testes de condutividade hidráulica deve ser feita com controle de entrada do líquido na amostra. A Lei de Darcy relaciona a taxa de fluxo com o gradiente hidráulico. Assume-se que a área transversal da amostra (A) e a altura da amostra (L) sejam conhecidas. Então, para a determinação da condutividade hidráulica é necessária a medição da taxa de fluxo (q) e da carga hidráulica aplicada na amostra (ΔH). O controle de entrada de líquido na amostra pode ser feito de três diferentes formas: testes com carga constante, carga variável e com taxa de fluxo constante.

Os testes nesta pesquisa foram feitos com carga variável. Neste tipo de teste verifica-se o tempo que a água na bureta leva para baixar da altura inicial h_i à altura final h_f . Num instante t qualquer, a partir do início a carga é h e o gradiente h/L .

A vazão será:

$$Q = \frac{K.h}{L.A} \quad (3.14)$$

A vazão da água passando pelo corpo de prova é igual à vazão da água que passa pela bureta, que pode ser expressa como:

$$Q = -a.\left(\frac{dh}{dt}\right) \quad (3.15)$$

sendo a a área da bureta e $a \cdot dh$ o volume que escoou no tempo dt . O sinal negativo é devido ao fato de h diminuir com o tempo. Igualando-se as duas expressões de vazão, tem-se:

$$-a.\left(\frac{dh}{dt}\right) = -K.\left(\frac{h}{L}\right).A \quad (3.16)$$

onde:

$$\frac{dh}{h} = -K.\left(\frac{A}{a.L}\right).dt$$

que, integrada da condição inicial ($h=h_i$; $t=0$) à condição final ($h=h_f$; $t=t_f$), conduz a:

$$\ln\left(\frac{h_f}{h_i}\right) = -K.\left(\frac{A}{a.L}\right).t$$

e, finalmente, à fórmula usada (Pinto, 2000):

$$K = 2,3.\left(\frac{a.L}{A.t}\right).\log\left(\frac{h_i}{h_f}\right) \quad (3.17)$$

Conforme a ASTM D 5084-90, é necessário fazer a correção da temperatura.

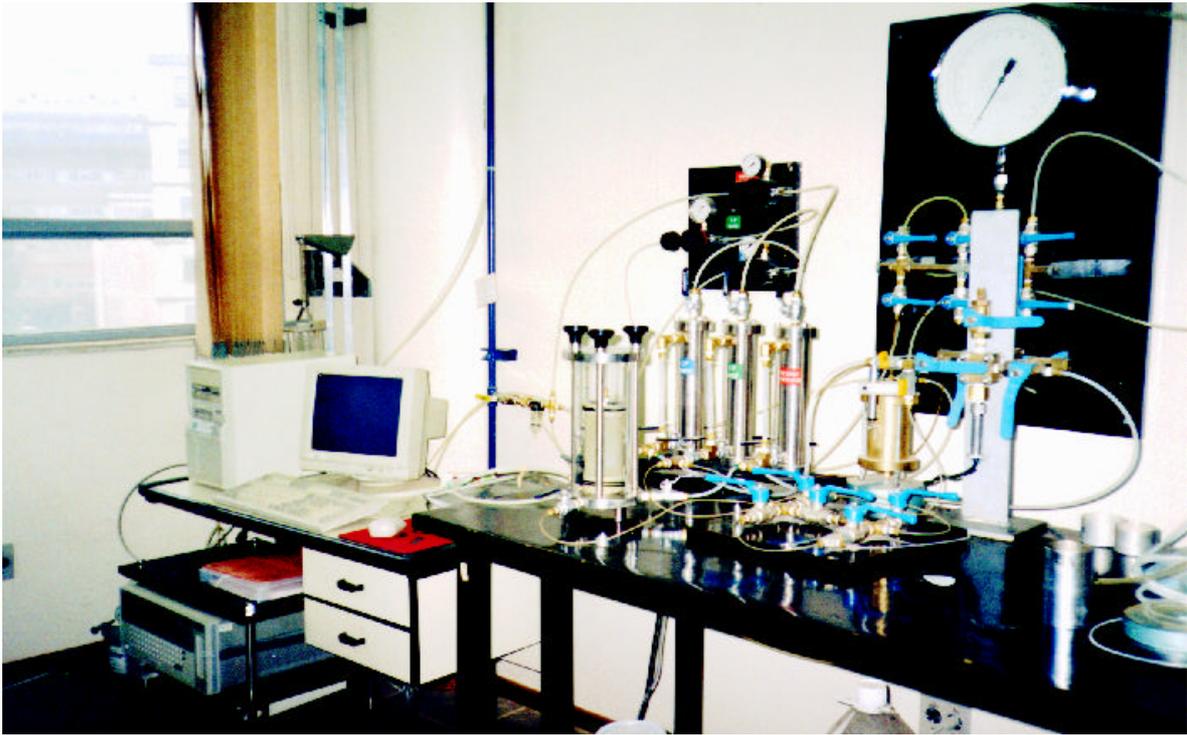


FIGURA 3.10 – Equipamento de Condutividade Hidráulica (Heineck, 2002)

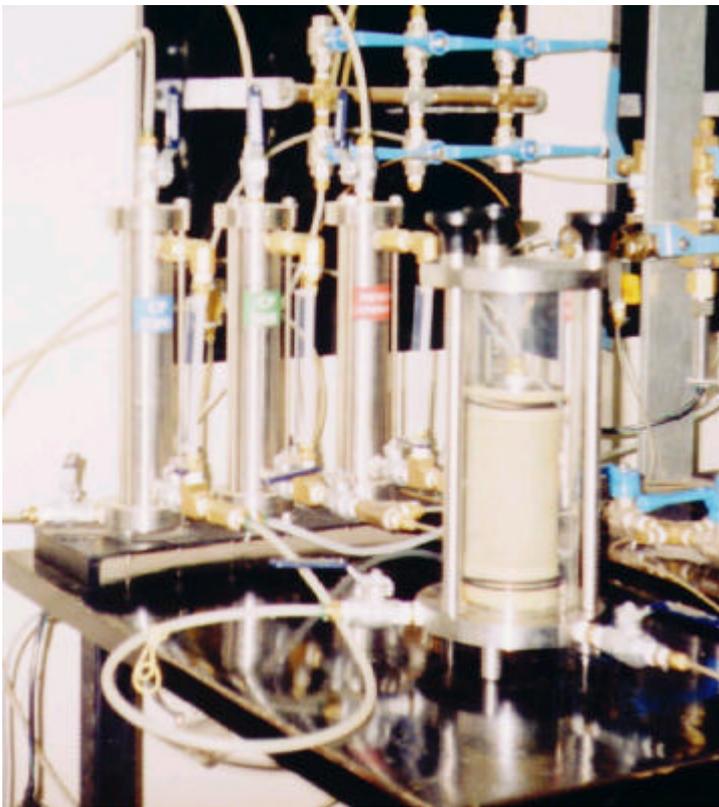


FIGURA 3.11 – Permeâmetro de parede flexível (Heineck, 2002)

3.9 ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DA PERDA POR DESGASTE DE MISTURAS BETUMINOSAS

Este ensaio, também conhecido por ensaio Cantabro, descreve o procedimento para determinar a perda por desgaste de misturas betuminosas utilizando a máquina “Los Angeles”, segundo as especificações do DAER/RS EL 215/01. Este ensaio foi realizado no Laboratório de Normas e Pesquisas do DAER/RS – UNP.

EQUIPAMENTOS

- a) máquina de abrasão “Los Angeles” composta por cilindro rotativo de diâmetro interno de 711mm e comprimento de 508mm, motor com potência de 1 HP e redutor de velocidade. O cilindro deve ter velocidade entre 30 rpm e 33 rpm;
- b) balança com capacidade de 5kg, sensível a 0,1g;
- c) termômetro graduado em 0,5°C de 0°C a 40°C;
- d) ambiente com temperatura controlada, com capacidade de manter a temperatura a 25°C ±1°C.

ENSAIO

1. Pesar cada amostra com aproximação de 0,1 g. e anotar na folha de ensaio como “*peso inicial da amostra*”.
2. Levar as amostras para o ambiente com temperatura controlada de 25°C ± 1°C e mantê-las nesta temperatura por, no mínimo 6 horas antes do ensaio.
3. Introduzir cada amostra no cilindro da máquina de abrasão “Los Angeles”, previamente limpa, sem a carga abrasiva e fechar a abertura.
4. Ligar a máquina fazendo com que o cilindro gire a uma velocidade de 30 rpm a 33 rpm até completar 300 rotações.

5. Pela abertura do cilindro retirar a amostra, pesá-la com aproximação de 0,1 g. e anotar na folha de ensaio como “*peso final da amostra*”.

CÁLCULOS E RESULTADOS

Calcula-se a perda por desgaste, em porcentagem, pela seguinte fórmula:

$$\text{Perda por desgaste} = \frac{\text{“peso inicial da amostra”} - \text{“peso final da amostra”}}{\text{“peso inicial da amostra”}} \times 100 \quad (3.18)$$

A perda por desgaste, para cada teor de ligante, é a média das três determinações. A perda por desgaste em misturas asfálticas de graduação aberta a serem utilizadas em revestimento, deve ser menor que 25% para temperaturas de 25°C. Os valores individuais não devem diferir de $\pm 20\%$ do valor médio. Na Figura 3.12 pode-se visualizar o equipamento utilizado.



FIGURA 3.12 – Ensaio de desgaste Cantabro no equipamento Los Angeles

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados em laboratório para avaliar as propriedades mecânicas de corpos de prova extraídos das pistas experimentais da Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS – DAER/RS. A fim de identificar os corpos de prova das misturas durante os ensaios denominou-se as pistas de nº 1 (SBS 3%) e de nº 2 (CAP 20). Foi analisado e comentado cada ensaio separadamente. Cabe salientar que na fase do projeto das misturas asfálticas, etapa anterior à execução das pistas, antes de ocorrer a oxidação dos ligantes, trabalhou-se com uma mistura asfáltica com cimento asfáltico convencional (CAP 20) e uma mistura asfáltica com cimento asfáltico modificado por polímero (BETUFLEX 60/60), conservando-se suas propriedades reológicas. Primeiramente foram analisados os resultados do ensaio Marshall, módulo de resiliência e resistência à tração dos corpos de prova moldados no laboratório e depois os ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração, desgaste Cantabro, fadiga, condutividade hidráulica e deformação permanente para os corpos de prova extraídos das pistas.

4.2 ENSAIOS REALIZADOS COM CORPOS-DE-PROVA MOLDADOS EM LABORATÓRIO

4.2.1 Ensaio Marshall

As Tabelas 4.1 e 4.2 contêm os resultados obtidos nos ensaios Marshall para a densidade aparente (d), o volume de vazios (Vv), a relação vazios do agregado mineral (VAM), a relação betume/vazios (RBV), a estabilidade (E) e a fluência (F) das misturas com cimento asfáltico modificado por polímero (BETUFLEX 60/60) e cimento asfáltico convencional (CAP 20), respectivamente. A Tabela 4.3 apresenta os resultados médios do módulo de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT) para ambos os projetos.

TABELA 4.1 – Resultados médios dos ensaios Marshall para as misturas com asfalto convencional

% CAP	densidade	Vv	VAM	RBV	Estabil.(Kgf)	Fluência(1/100")
4,5	2,405	6,0	15,8	61,9	1360,0	8,0
5	2,404	5,3	16,2	67,3	1282,0	8,4
5,5	2,408	4,4	16,5	73,4	979,0	9,0
6	2,425	3,0	16,4	81,7	999,0	9,1
6,5	2,429	2,1	16,7	87,4	999,0	9,9

Obs.: Densidade efetiva da mistura agregados: 2,751 kg/dm³.

TABELA 4.2– Resultados médios dos ensaios Marshall para as misturas com asfalto modificado

% CAP	densidade	Vv	VAM	RBV	Estabil.(Kgf)	Fluência(1/100")
4,5	2,402	6,1	15,8	61,5	1314,0	8,7
5	2,404	5,3	16,2	67,3	1205,0	9,1
5,5	2,421	3,9	16,1	75,7	1205,0	10,2
6	2,435	2,6	16,0	83,8	1244,0	12,6
6,5	2,436	1,8	16,4	89,1	1192,0	13,1

Obs: Densidade efetiva da mistura agregados: 2,751 kg/dm³.

Nas Figuras 4.1 a 4.2 são apresentados os gráficos referentes à densidade aparente, à relação betume/vazios, ao volume de vazios, relação agregado mineral/vazios, à estabilidade, à fluência, ao módulo de resiliência e à resistência à tração dos corpos de prova das misturas asfálticas convencionais e modificadas que foram submetidos ao ensaio Marshall.

Verifica-se na Figura 4.1 que a densidade aparente das misturas com cimento asfáltico modificado é maior para os teores de asfalto de 5,5%, 6,0% e 6,5%, com exceção do teor de 4,5%. Para os teores de 5,0% ambas as misturas apresentam a mesma densidade aparente.

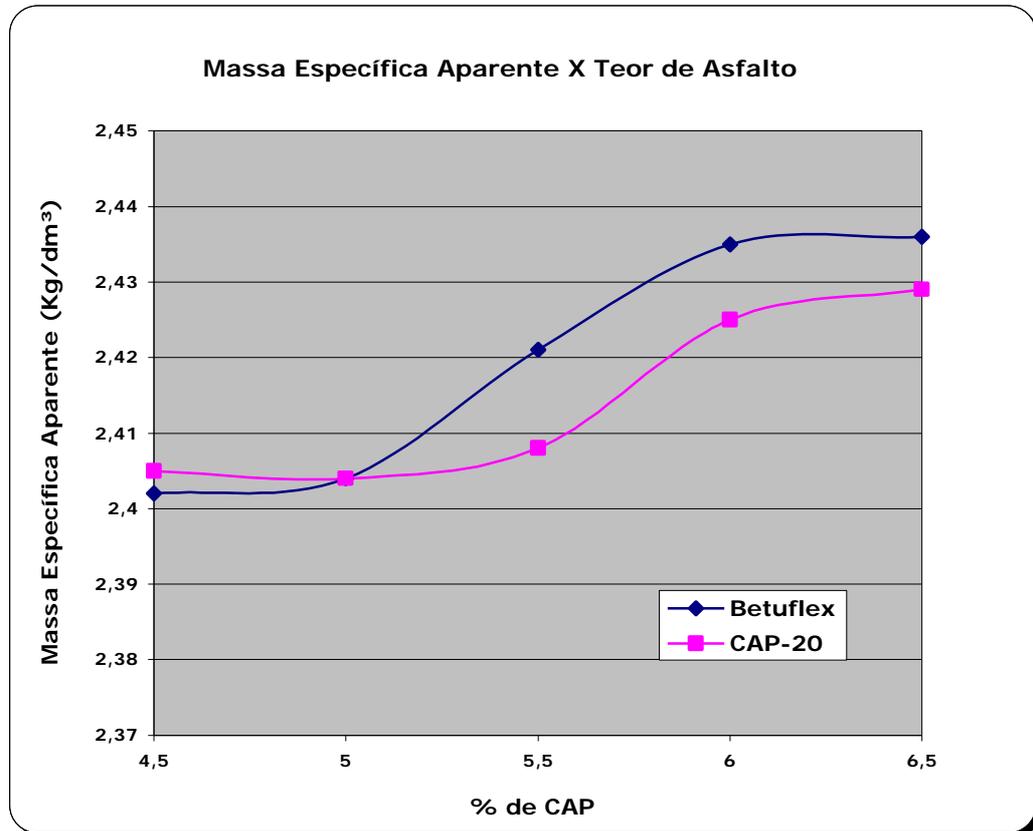


FIGURA 4.1 – Valores médios das densidades aparentes para as misturas com asfalto convencional e modificado

Na Figura 4.2 verifica-se maior relação betume-vazios para as misturas com cimento asfáltico modificado por polímero com teores de 5,5%, 6,0% e 6,5%, e para teores de 4,5% e 5,0% os valores encontrados de ambas as misturas foram muito próximos. Quanto maior o teor de asfalto maior a relação betume-vazios.

Na Figura 4.3 são apresentados os gráficos da relação do índice de vazios pelo teor de asfalto e observa-se que as misturas asfálticas com cimento asfáltico modificado por polímero, com teores de asfalto de 5,5%, 6,0% e 6,5%, apresentaram índices de vazios um pouco superiores as misturas com cimento asfáltico convencional, e para teores de

4,5% e 5,0% os valores encontrados de ambas as misturas foram muito próximos. Verifica-se que quanto maior o teor do asfalto menor o índice de vazios da mistura.

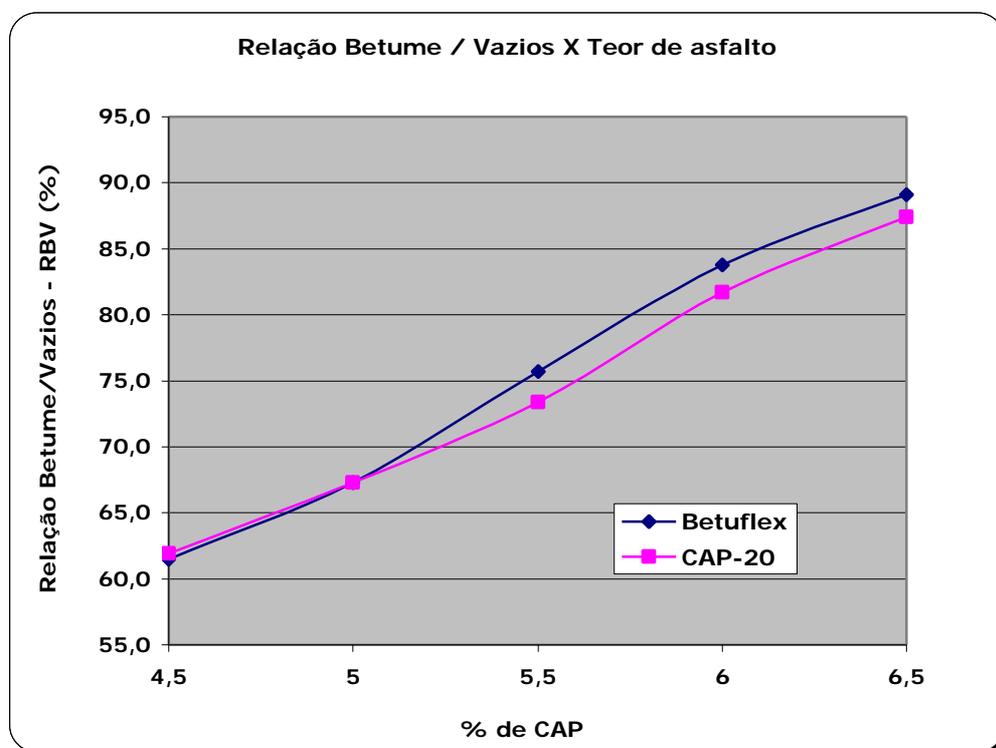


FIGURA 4.2– Valores médios das relações betume/vazios para ambas as misturas

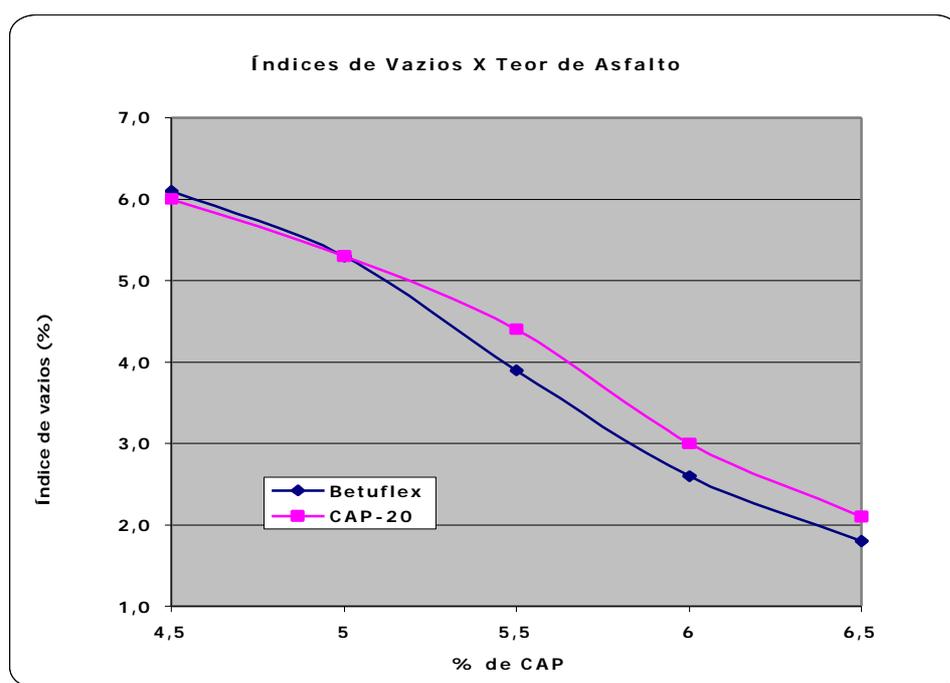


FIGURA 4.3 – Valores médios dos volumes de vazios para ambas as misturas

Na Figura 4.4 são apresentados os gráficos da relação vazios do agregado mineral pelo teor de asfalto e observa-se que as misturas asfálticas com cimento asfáltico convencional, com teores de asfalto de 5,5%, 6,0% e 6,5%, apresentaram valores superiores as misturas asfálticas com cimento asfáltico modificado por polímero, e para os teores de 4,5% e 5,0% os valores encontrados de ambas as misturas foram muito similares.

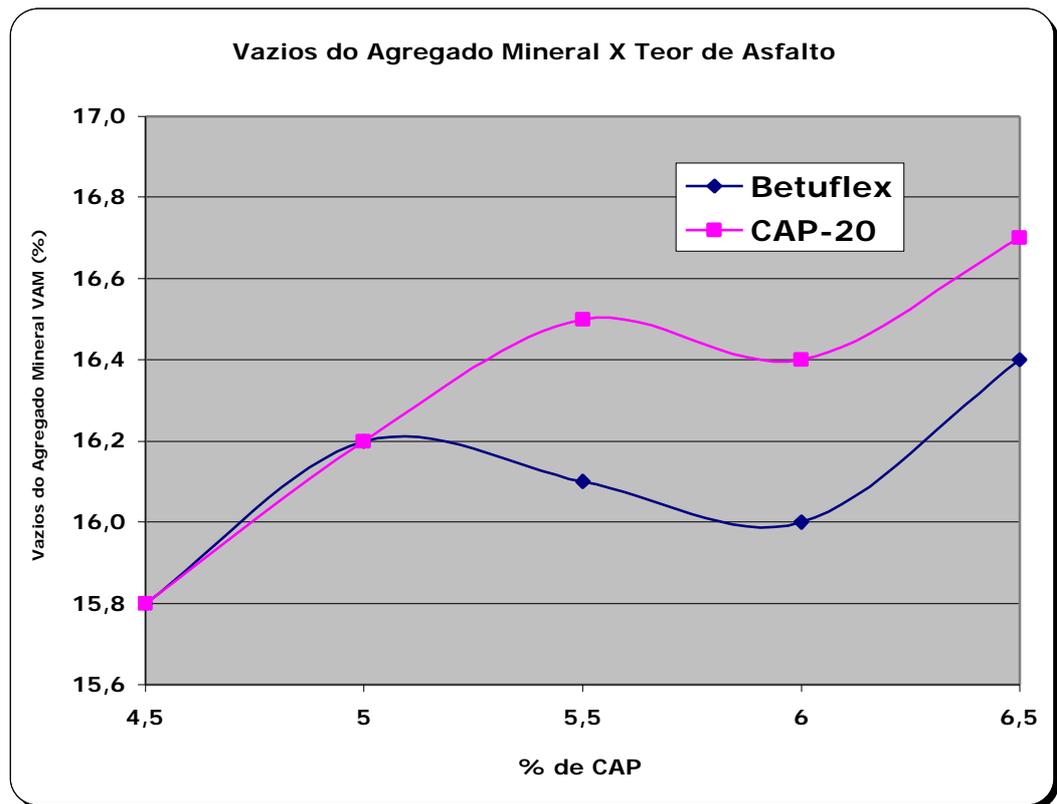


FIGURA 4.4 – Valores médios dos vazios do agregado mineral de ambas as misturas

Na Figura 4.5 é apresentado o gráfico da variação da estabilidade Marshall para os dois tipos de misturas, e verifica-se que as misturas asfálticas com cimento asfáltico modificado por polímero apresentaram valores maiores de estabilidade para teores de 5,5%, 6,0% e 6,5%. Para os teores de 4,5% e 5,0% as misturas asfálticas com cimento asfáltico convencional, apresentaram valores de estabilidade um pouco acima das misturas modificadas.

Na Figura 4.6 são apresentadas as curvas de fluência Marshall para ambas as misturas. Verifica-se que as misturas com cimento asfáltico modificado por polímero apresentaram valores de fluência maiores para todos os teores de asfalto.

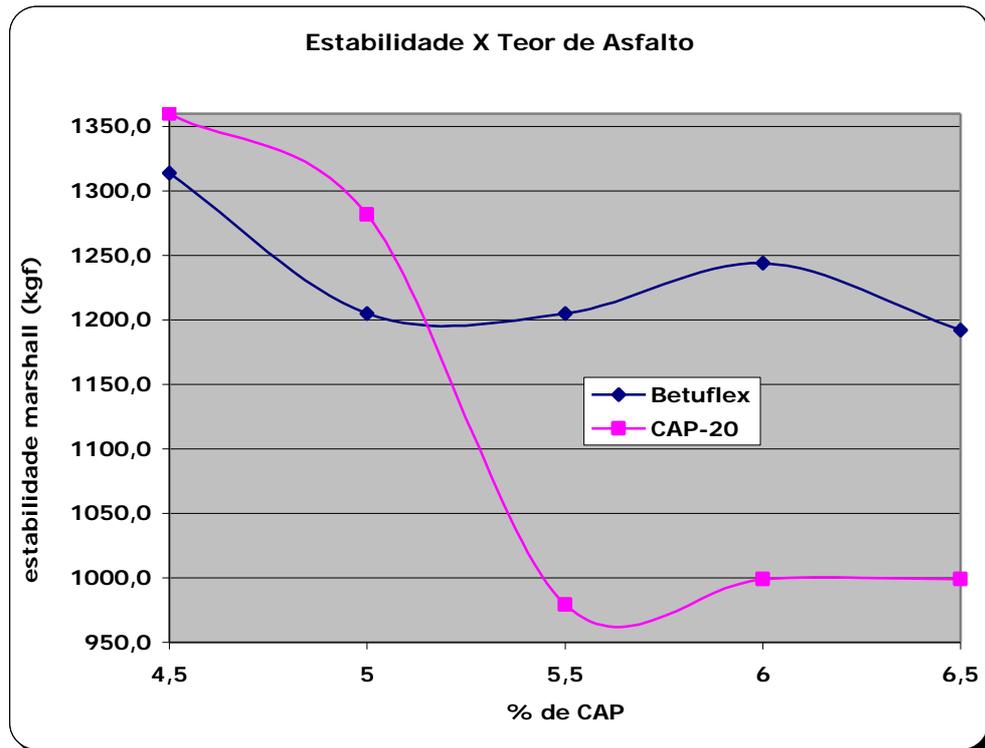


FIGURA 4.5 – Valores médios da estabilidade Marshall para ambas as misturas

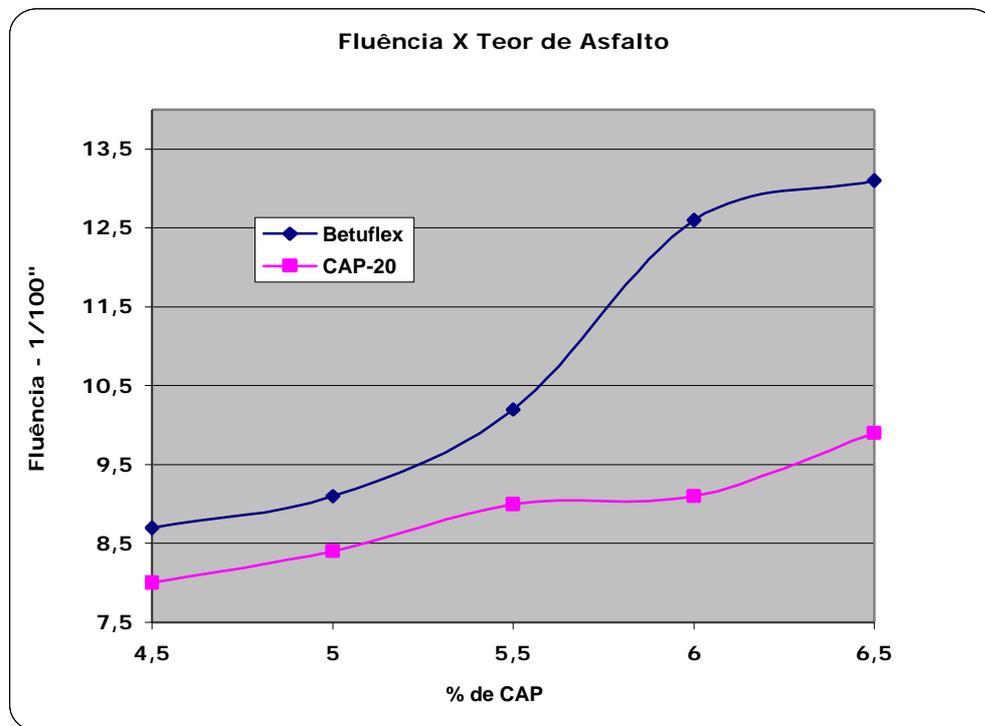


FIGURA 4.6– Valores médios da fluência Marshall para ambas as misturas

4.2.2 Ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração

A Tabela 4.3 apresenta os resultados médios do módulo de resiliência (MR) e da resistência à tração (RT) para ambos os projetos.

TABELA 4.3 – Resultados médios do módulo de resiliência e da resistência à tração para ambos os projetos

BETUFLEX				CAP - 20		
% CAP	MR(MPa)	RT(MPa)	MR/Rt	MR(MPa)	RT(MPa)	MR/Rt
4,5	3357	1,17	2869	3592	1,03	3487
5	3414	1,02	3347	3330	0,93	3581
5,5	2870	1,20	2392	2580	0,96	2688
6	2040	0,98	2082	2485	0,95	2616
6,5	2175	1,03	2112	2085	0,86	2424

Na Figura 4.7 é apresentado o gráfico dos valores médios de módulo de resiliência para ambas as misturas. Os resultados de módulo de resiliência foram equivalentes para ambas as misturas, verificando-se valores decrescentes de módulo de resiliência com o aumento do teor do ligante.

Na Figura 4.8 é apresentado o gráfico dos valores médios de resistência à tração de ambas as misturas. Verifica-se que as misturas asfálticas com cimento asfáltico modificado por polímero apresentaram resistência à tração superiores as misturas asfálticas com cimento asfáltico convencional, da ordem de 13%.

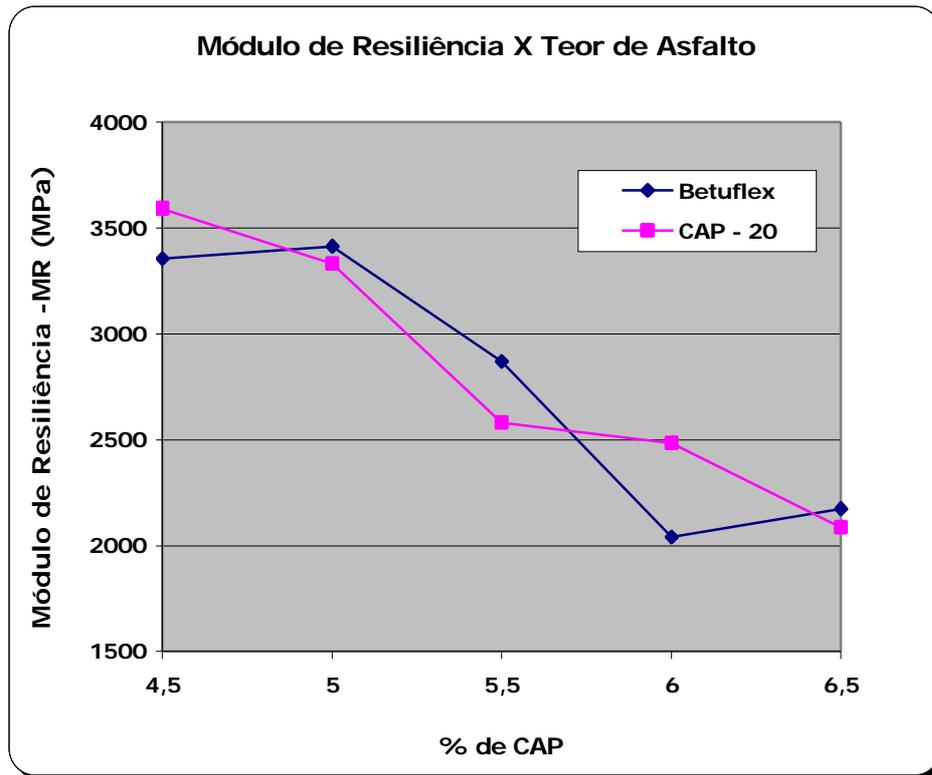


FIGURA 4.7 – Valores médios dos módulos de resiliência de ambas as misturas

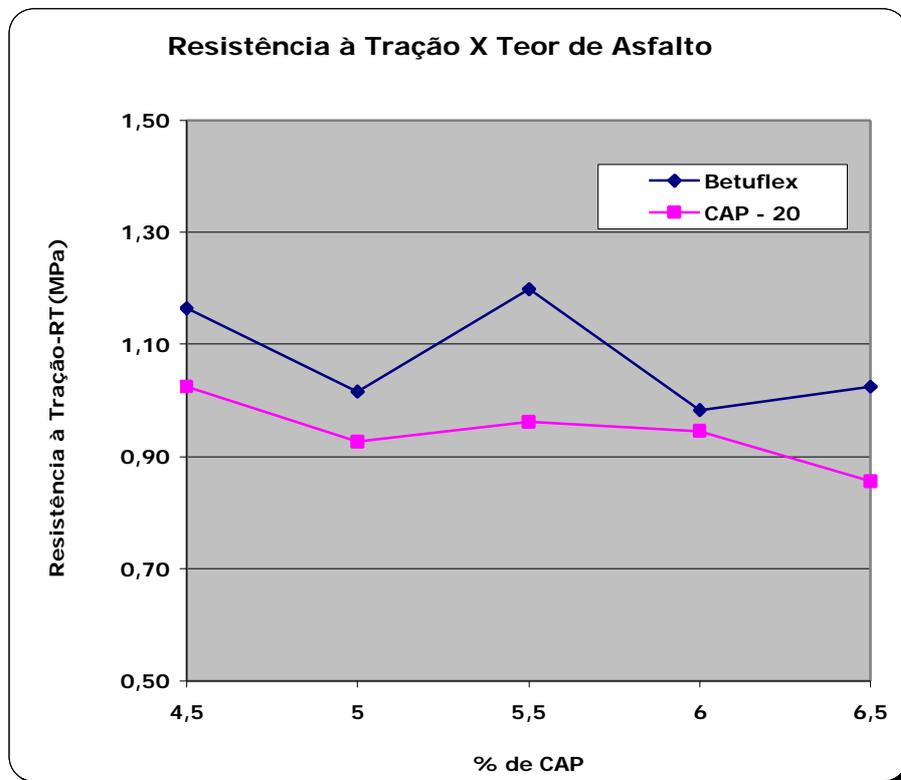


FIGURA 4.8– Valores médios da resistência à tração de ambas as misturas

4.3 ENSAIOS REALIZADOS COM CORPOS-DE-PROVA EXTRAÍDOS DAS PISTAS EXPERIMENTAIS

Antes da realização destes ensaios determinaram-se as massas específicas dos corpos de prova extraídos das pistas, conforme apresentamos os valores nas Tabelas 4.4 e 4.5. A partir destes valores foi possível se fazer uma correlação do comportamento das misturas asfálticas com o volume de vazios e a compactidade das misturas. Nas Figuras 4.9 e 4.10 estão representados graficamente estes valores. Verifica-se que quanto maior a espessura das pistas, maior o grau de compactação e menor o volume de vazios das misturas.

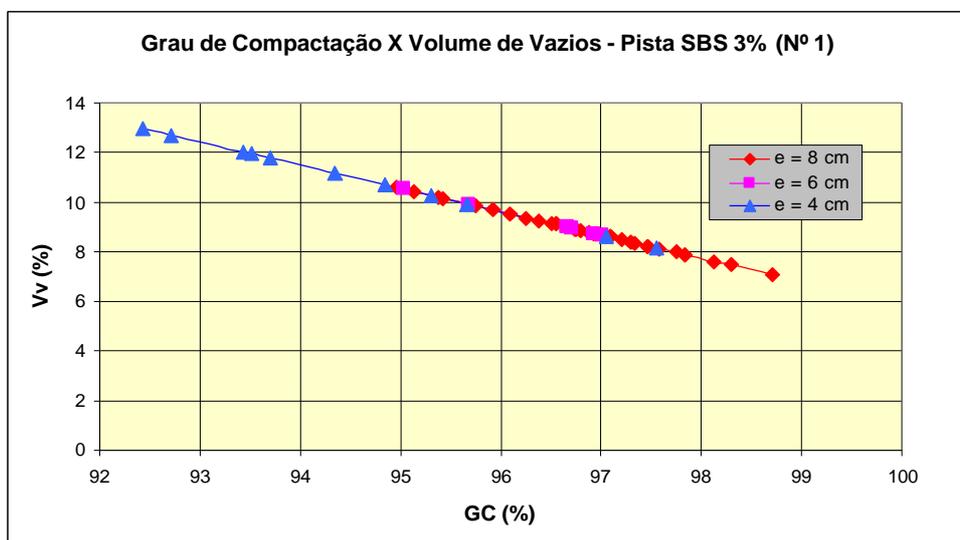


FIGURA 4.9 – Relação do grau de compactação, volume de vazios e espessura da pista nº1

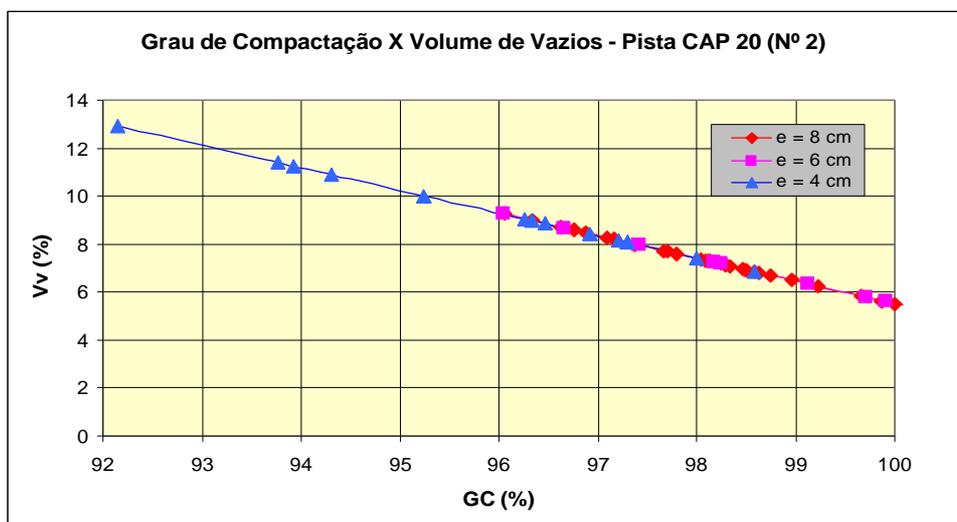


FIGURA 4.10 – Relação do grau de compactação, volume de vazios e espessura da pista nº2

TABELA 4.4 – Valores de densidade máxima teórica, densidade de campo, densidade de projeto, grau de compactação e volume de vazios da mistura com asfalto modificado com 3% SBS (pista nº1)

espessura PISTA (cm)	densidade máx. teórica	densidade CP	densidade projeto	GC %	vazios Vv (%)
4	2,553	2,291	2,404	95,31	10,26
4	2,553	2,300	2,404	95,67	9,93
4	2,553	2,253	2,404	93,71	11,78
4	2,553	2,333	2,404	97,05	8,63
4	2,553	2,345	2,404	97,55	8,16
4	2,553	2,222	2,404	92,43	12,98
4	2,553	2,280	2,404	94,84	10,71
4	2,553	2,268	2,404	94,34	11,18
4	2,553	2,248	2,404	93,51	11,96
4	2,553	2,229	2,404	92,72	12,70
4	2,553	2,246	2,404	93,43	12,04
6	2,553	2,229	2,404	92,74	12,69
6	2,553	2,324	2,404	96,67	8,99
6	2,553	2,285	2,404	95,04	10,52
6	2,553	2,332	2,404	97,00	8,67
6	2,553	2,330	2,404	96,92	8,75
6	2,553	2,325	2,404	96,71	8,95
6	2,553	2,324	2,404	96,67	8,98
6	2,553	2,300	2,404	95,67	9,92
8	2,553	2,326	2,404	96,74	8,92
8	2,553	2,257	2,404	93,90	11,60
8	2,553	2,302	2,404	95,75	9,85
8	2,553	2,331	2,404	96,95	8,72
8	2,553	2,310	2,404	96,09	9,53
8	2,553	2,359	2,404	98,13	7,61
8	2,553	2,373	2,404	98,71	7,07
8	2,553	2,339	2,404	97,30	8,40
8	2,553	2,317	2,404	96,38	9,26
8	2,553	2,363	2,404	98,29	7,46
8	2,553	2,334	2,404	97,09	8,59
8	2,553	2,343	2,404	97,46	8,24
8	2,553	2,287	2,404	95,13	10,43
8	2,553	2,320	2,404	96,51	9,14
8	2,553	2,321	2,404	96,55	9,10
8	2,553	2,352	2,404	97,84	7,89
8	2,553	2,343	2,404	97,46	8,24
8	2,553	2,294	2,404	95,42	10,16
8	2,553	2,321	2,404	96,55	9,10
8	2,553	2,333	2,404	97,05	8,63
8	2,553	2,283	2,404	94,97	10,59
8	2,553	2,293	2,404	95,38	10,20
8	2,553	2,350	2,404	97,75	7,97
8	2,553	2,306	2,404	95,92	9,69
8	2,553	2,346	2,404	97,59	8,12
8	2,553	2,337	2,404	97,21	8,48
8	2,553	2,332	2,404	97,00	8,67
8	2,553	2,329	2,404	96,88	8,79
8	2,553	2,329	2,404	96,88	8,79
8	2,553	2,314	2,404	96,26	9,38
8	2,553	2,327	2,404	96,80	8,87
8	2,553	2,326	2,404	96,76	8,91
8	2,553	2,334	2,404	97,09	8,59
8	2,553	2,330	2,404	96,92	8,75
8	2,553	2,340	2,404	97,34	8,36
8	2,553	2,352	2,404	97,84	7,89

TABELA 4.5 – Valores de densidade máxima teórica, densidade de campo, densidade de projeto, grau de compactação e volume de vazios da mistura com asfalto convencional – CAP 20 (pista nº 2).

CP N°	espessura PISTA (cm)	densidade máx. teórica	densidade CP	densidade projeto	GC %	vazios Vv (%)
1	4	2,545	2,215	2,404	92,15	12,94
2	4	2,545	2,290	2,404	95,25	10,02
3	4	2,545	2,254	2,404	93,77	11,41
4	4	2,545	2,370	2,404	98,59	6,86
5	4	2,545	2,356	2,404	98,00	7,41
6	4	2,545	2,314	2,404	96,26	9,06
7	4	2,545	2,339	2,404	97,30	8,08
8	4	2,545	2,330	2,404	96,92	8,43
9	4	2,545	2,316	2,404	96,34	8,98
10	4	2,545	2,337	2,404	97,21	8,16
11	4	2,545	2,319	2,404	96,46	8,87
12	4	2,545	2,267	2,404	94,30	10,91
13	4	2,545	2,258	2,404	93,93	11,26
14	6	2,545	2,309	2,404	96,04	9,27
15	6	2,545	2,324	2,404	96,66	8,68
16	6	2,545	2,342	2,404	97,42	7,97
17	6	2,545	2,402	2,404	99,92	5,60
18	6	2,545	2,397	2,404	99,71	5,80
19	6	2,545	2,383	2,404	99,13	6,35
20	6	2,545	2,362	2,404	98,25	7,18
21	6	2,545	2,360	2,404	98,17	7,25
22	8	2,545	2,359	2,404	98,12	7,31
23	8	2,545	2,309	2,404	96,05	9,25
24	8	2,545	2,336	2,404	97,17	8,20
25	8	2,545	2,386	2,404	99,23	6,25
26	8	2,545	2,374	2,404	98,74	6,71
27	8	2,545	2,396	2,404	99,67	5,84
28	8	2,545	2,406	2,404	100,08	5,45
29	8	2,545	2,401	2,404	99,88	5,64
30	8	2,545	2,404	2,404	100,00	5,52
31	8	2,545	2,405	2,404	100,04	5,49
32	8	2,545	2,349	2,404	97,71	7,69
33	8	2,545	2,334	2,404	97,09	8,28
34	8	2,545	2,363	2,404	98,29	7,14
35	8	2,545	2,351	2,404	97,80	7,61
36	8	2,545	2,368	2,404	98,50	6,94
37	8	2,545	2,323	2,404	96,63	8,71
38	8	2,545	2,336	2,404	97,17	8,20
39	8	2,545	2,341	2,404	97,38	8,00
40	8	2,545	2,326	2,404	96,76	8,59
41	8	2,545	2,364	2,404	98,34	7,10
42	8	2,545	2,357	2,404	98,04	7,37
43	8	2,545	2,371	2,404	98,63	6,82
44	8	2,545	2,358	2,404	98,09	7,33
45	8	2,545	2,359	2,404	98,13	7,29
46	8	2,545	2,362	2,404	98,25	7,18
47	8	2,545	2,368	2,404	98,50	6,94
48	8	2,545	2,379	2,404	98,96	6,51
49	8	2,545	2,341	2,404	97,38	8,00
50	8	2,545	2,329	2,404	96,88	8,47
51	8	2,545	2,367	2,404	98,46	6,98
52	8	2,545	2,370	2,404	98,59	6,86
53	8	2,545	2,316	2,404	96,34	8,98
54	8	2,545	2,348	2,404	97,67	7,73
55	8	2,545	2,316	2,404	96,34	8,98
56	8	2,545	2,360	2,404	98,17	7,25
57	8	2,545	2,363	2,404	98,29	7,14

4.3.1 Ensaio de módulo de resiliência

A Tabela 3.8 apresentada anteriormente mostra os resultados dos ensaios de módulo de resiliência variando as temperaturas dos ensaios de 10°C, 25°C e 40°C, e as espessuras das pistas de 4 cm, 6 cm e 8 cm, para as duas misturas. Na Figura 4.11 estão apresentados graficamente estes valores. Verifica-se uma diminuição significativa dos módulos de resiliência a medida que aumenta-se a temperatura do ensaio. Nas Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 estão apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada temperatura de ensaio realizado, considerando a variação das espessuras das pistas para ambas as misturas. Os valores dos módulos de resiliência da pista nº 2 (CAP 20) foram um pouco superiores a da pista nº 1 (SBS 3%), com exceção dos corpos de prova que foram extraídos da espessura de 4 cm.

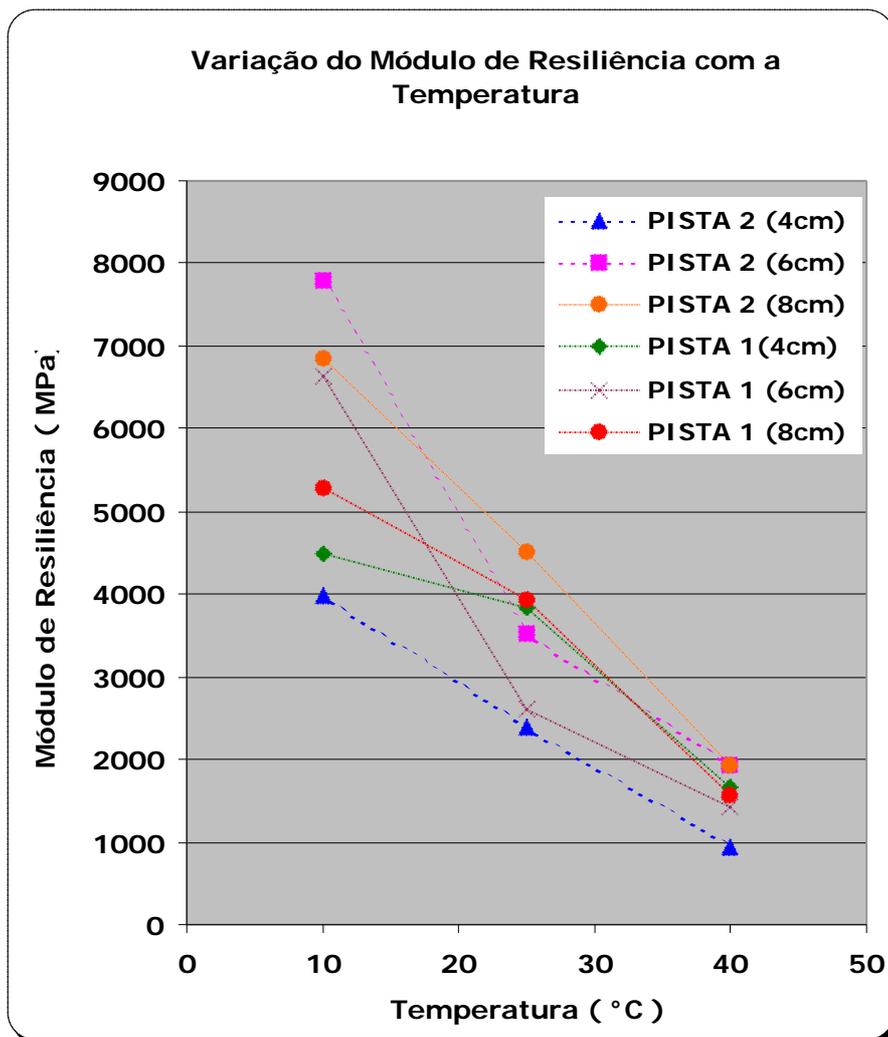


FIGURA 4.11 – Relação dos módulos de resiliência com a variação de temperaturas

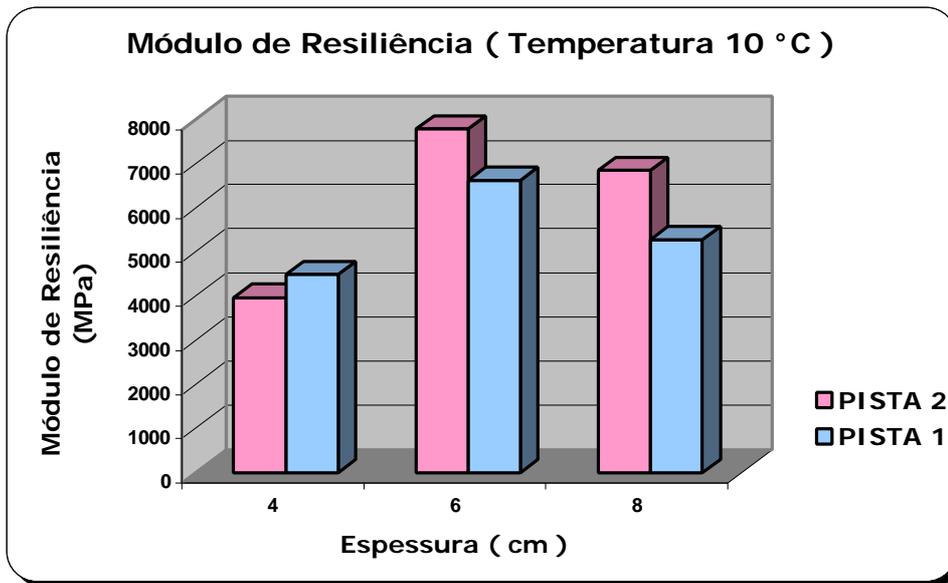


FIGURA 4.12 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada espessura da pista a uma temperatura de 10°C

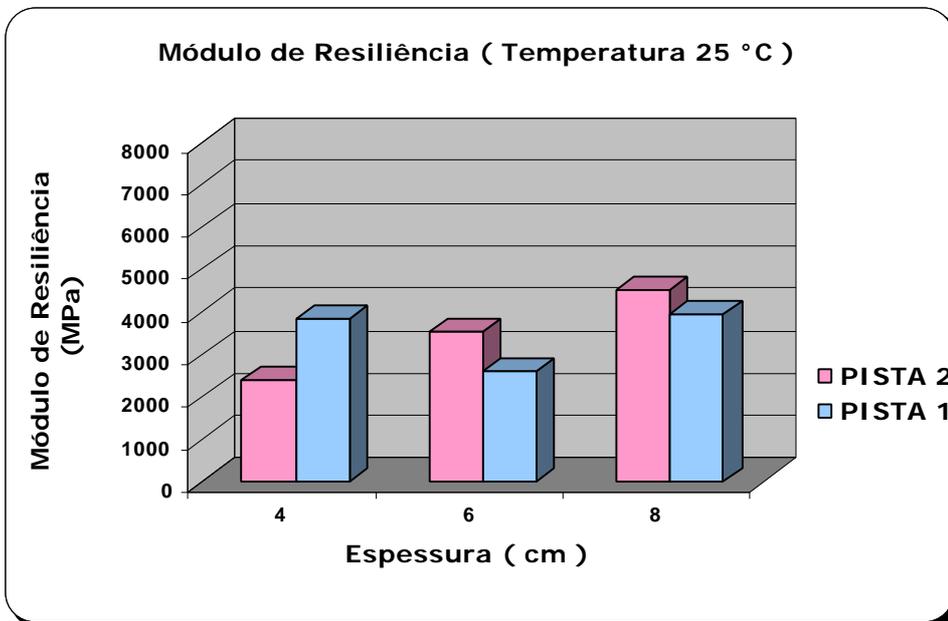


FIGURA 4.13 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada espessura da pista a uma temperatura de 25°C

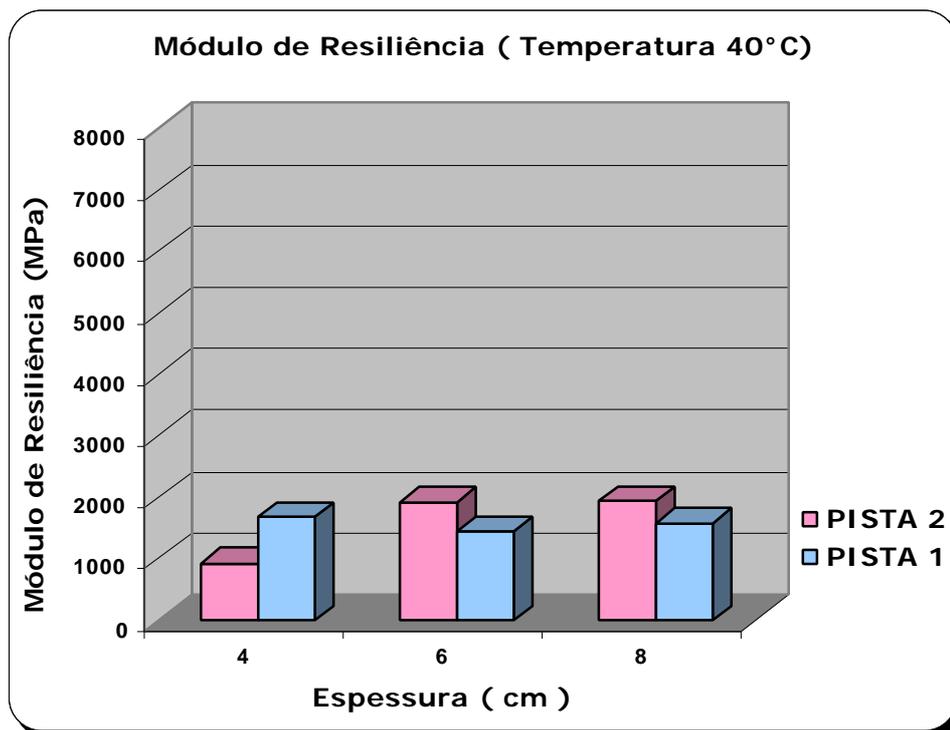


FIGURA 4.14 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada espessura da pista a uma temperatura de 40°C

4.3.2 Ensaio de resistência à tração

A Tabela 3.9 apresentada anteriormente mostra os resultados dos ensaios de resistência à tração realizados a temperatura de 25°C considerando a variação das espessuras das pistas e os valores médios de resistência à tração encontrados para ambas as misturas não levando em conta as diferentes espessuras das pistas.

Nas Figuras 4.15 e 4.16 estes resultados são apresentados graficamente. Os valores de resistência à tração da pista nº 2 (CAP 20) foram um pouco superiores a da pista nº 1(SBS 3%), com exceção dos corpos de prova que foram extraídos da espessura de 4 cm. Na Tabela 4.8 são apresentadas as relações MR/Rt encontradas nas misturas das duas pistas para temperatura de 25°C e verificou-se que elas são bem maiores que as encontradas nas misturas em laboratório.

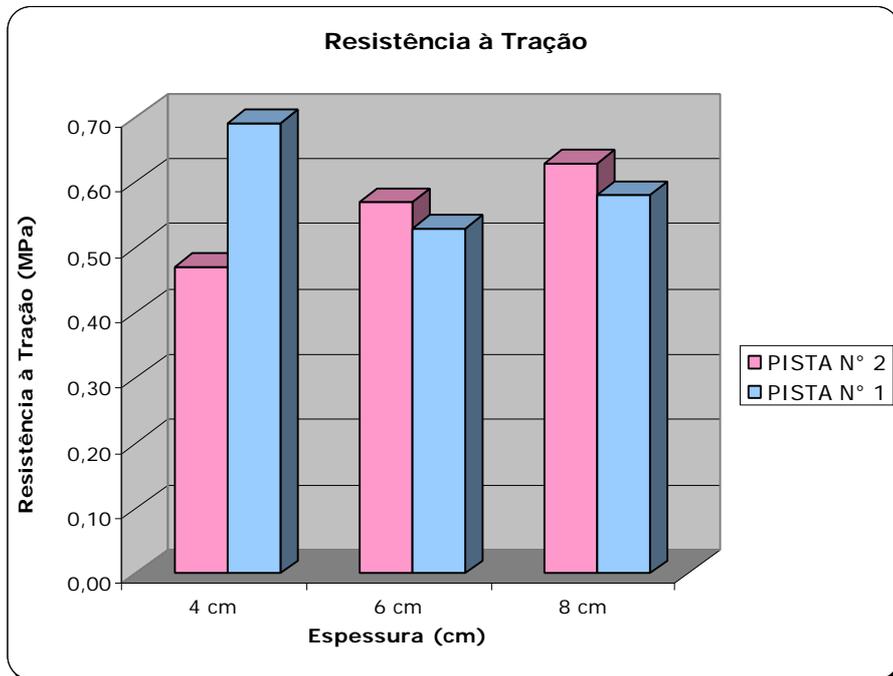


FIGURA 4.15 – Resultados dos ensaios de resistência à tração realizados a temperatura de 25°C considerando a variação das espessuras das pistas para ambas as misturas

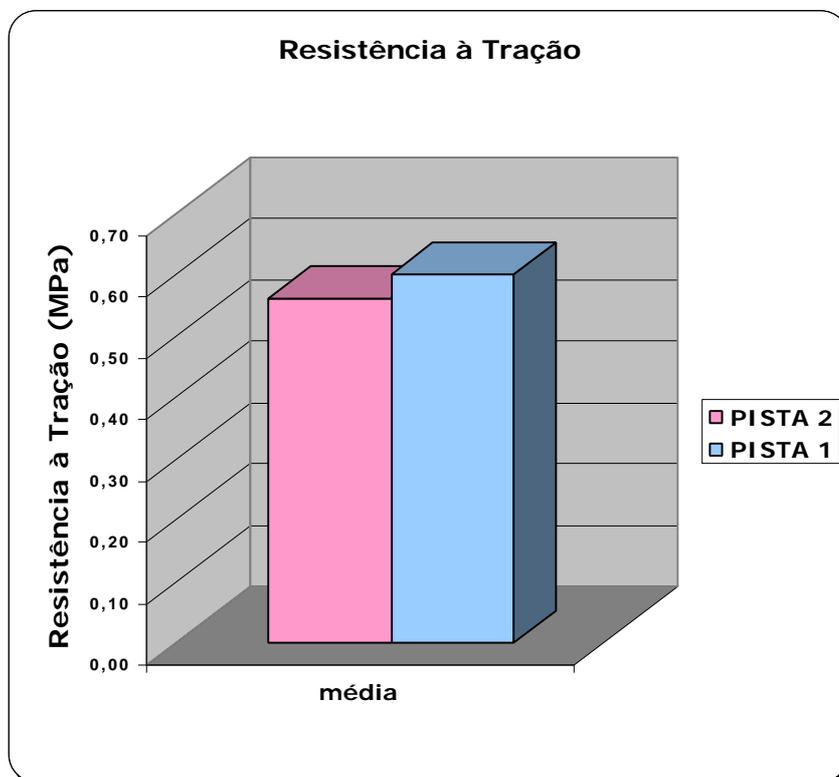


FIGURA 4.16 – Valores médios de resistência à tração das pistas n° 1 (3%SBS) e n° 2 (CAP 20)

TABELA 4.6 – Relação entre os valores de Módulo de Resiliência e valores de Resistência à Tração

Material	Temperatura (°C)	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência (MPa)	Resistência à Tração (MPa)	MR/Rt
PISTA 2	25	4	2385	0,47	5075
	25	6	3515	0,57	6167
	25	8	4522	0,63	7178
PISTA1	25	4	3831	0,69	5552
	25	6	2610	0,53	4925
	25	8	3938	0,58	6790

4.3.3 Ensaio Cantabro

Nas Tabelas 4.7 e 4.8 são apresentados os valores da perda por desgaste à abrasão de todas as amostras ensaiadas. No gráfico da Figura 4.17 são apresentados os valores médios da perda por desgaste à abrasão de ambas as misturas estudadas. Como pode-se verificar, o desgaste à abrasão foi maior na pista de n° 1 provavelmente por esta apresentar uma estrutura mais frágil, decorrente da pouca adesão e coesão do sistema agregado/ligante, em virtude da oxidação do ligante, e do maior volume de vazios, conforme pode-se verificar nas Tabelas 4.4 e 4.5 apresentadas anteriormente.

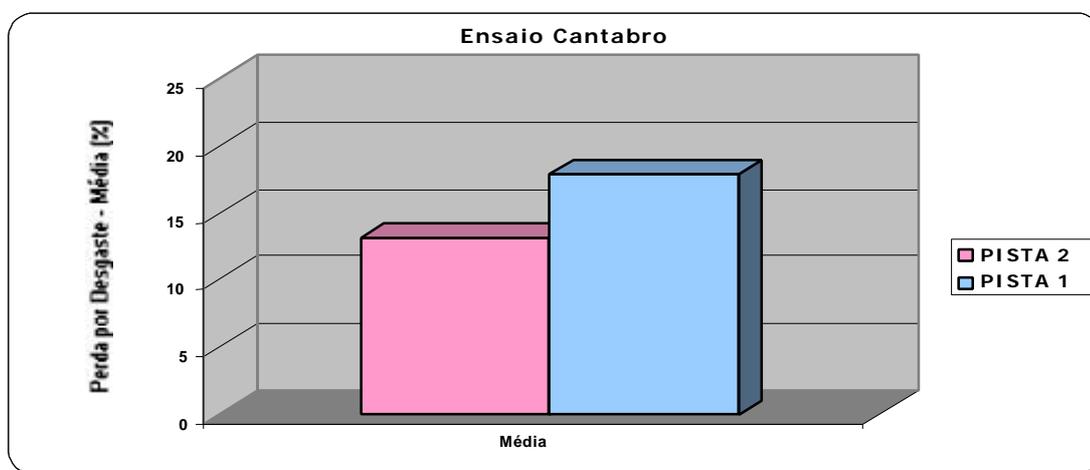


FIGURA 4.17 – Resultados médios da perda por desgaste

TABELA 4.7 – Valores de perda por desgaste à abrasão da mistura da pista n° 1 (3% SBS)

Ensaio Cantabro			
PISTA 1			
	CP 28	CP 55	CP 56
a) Peso Inicial da Amostra (g)	1042,90	1112,00	1083,20
b) Peso Final da Amostra (g)	949,20	917,90	926,80
c) Perda por Desgaste ((a-b/a)*100) (%)	8,98	17,46	14,44
d) Perda por Desgaste Média (%)		13,63	
	CP A	CP B	CP C
a) Peso Inicial da Amostra (g)	1246,00	1258,00	1156,60
b) Peso Final da Amostra (g)	1063,10	950,60	1014,90
c) Perda por Desgaste ((a-b/a)*100) (%)	14,68	24,44	12,25
d) Perda por Desgaste Média (%)		17,12	
	CP 16	CP17	CP 18
a) Peso Inicial da Amostra (g)	717,50	996,10	868,30
b) Peso Final da Amostra (g)	446,90	841,50	734,20
c) Perda por Desgaste ((a-b/a)*100) (%)	37,71	15,52	15,44
d) Perda por Desgaste Média (%)		22,89	

TABELA 4.8 – Valores de perda por desgaste à abrasão da mistura da pista n° 2 (CAP 20)

Ensaio Cantabro			
PISTA 2			
	CP A	CP B	CP C
a) Peso Inicial da Amostra (g)	1296,20	1333,50	1258,20
b) Peso Final da Amostra (g)	1148,90	1217,20	1122,90
c) Perda por Desgaste ((a-b/a)*100) (%)	11,36	8,72	10,75
d) Perda por Desgaste Média (%)		10,28	
	CP 5	CP 18	CP 19
a) Peso Inicial da Amostra (g)	994,40	815,90	834,70
b) Peso Final da Amostra (g)	761,40	731,00	696,60
c) Perda por Desgaste ((a-b/a)*100) (%)	23,43	10,41	16,54
d) Perda por Desgaste Média (%)		16,79	
	CP20	CP 29	CP 30
a) Peso Inicial da Amostra (g)	696,60	1002,10	1053,80
b) Peso Final da Amostra (g)	603,60	879,70	935,30
c) Perda por Desgaste ((a-b/a)*100) (%)	13,35	12,21	11,25
d) Perda por Desgaste Média (%)		12,27	

4.3.4 Ensaio de fadiga

Nas Tabelas 4.9 e 4.10 são apresentados os resultados dos ensaios de fadiga das respectivas pistas. O gráfico da Figura 4.18 apresenta os resultados dos ensaios de fadiga para ambas as misturas estudadas, e verifica-se que para pequenos níveis de tensões induzidas ($\Delta\sigma < 10$) ocorre um aumento da vida de fadiga para a mistura da pista nº 2 (CAP 20), isto é, um melhor desempenho à cargas repetidas sob tensão controlada. Tendo em vista a alta dispersão dos resultados do número de repetições de carga para a mesma variação de tensões, decorrente da grande variabilidade das densidades de campo, conforme Tabelas 4.4 e 4.5 apresentadas anteriormente, tornou-se difícil avaliar o desempenho destas misturas à vida de fadiga. Haveria a necessidade de um maior número de ensaios. Este comportamento confirma os estudos de Riviere (1996) e Soliman (1976, *apud* Momm, 1998), que em geral os resultados de fadiga são melhores e menos dispersos para concretos asfálticos com maior compactidade (ou menor percentagem de vazios).

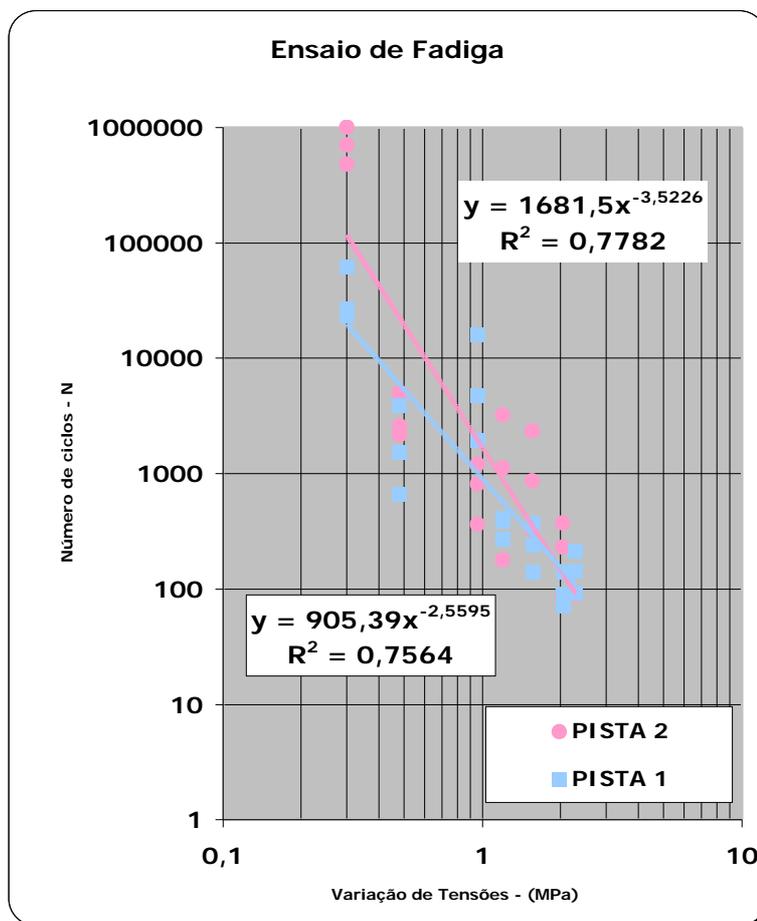


FIGURA 4.18 – Resultados dos ensaios de fadiga

TABELA 4.9 – Resultados dos ensaios de fadiga da mistura asfáltica da pista nº1 (3% SBS)



Rua Osvaldo Aranha 99 / 3º andar
 email: lapav@cpgec.ufrgs.br
 fone: 0xx 51 3316 3590
 fax: 0xx 51 3316 3999

Mistura: Mistura SBS 3% - Pistas Experimentais da UFRGS

RT (MPa)= 0,6

Nº CP	h (cm)	d (cm)	% RT	TT (MPa)	Dif. T (MPa)	Carga (Kgf)	Pressão	Nº Ciclos
34	5,46	10,20	95%	0,57	2,28	498,64	2,44	92
48	5,69	10,17	95%	0,57	2,28	518,12	2,54	145
54	5,66	10,15	95%	0,57	2,28	514,37	2,52	214
36	5,87	10,21	85%	0,51	2,04	480,13	2,35	71
38	5,94	10,20	85%	0,51	2,04	485,38	2,38	140
40	5,70	10,22	85%	0,51	2,04	466,68	2,28	90
42	5,37	10,17	65%	0,39	1,56	334,57	1,64	139
43	5,96	10,19	65%	0,39	1,56	372,05	1,82	374
51	5,64	10,19	65%	0,39	1,56	352,08	1,72	240
31	5,85	10,22	50%	0,30	1,20	281,74	1,38	272
50	6,25	10,22	50%	0,30	1,20	301,00	1,47	390
22	6,24	10,24	50%	0,30	1,20	301,11	1,47	412
60	6,12	9,38	40%	0,24	0,96	216,41	1,06	1950
61	6,84	9,40	40%	0,24	0,96	242,39	1,19	16056
62	6,62	9,38	40%	0,24	0,96	234,10	1,14	4752
63	4,25	9,40	20%	0,12	0,48	75,30	0,37	1527
64	4,28	9,39	20%	0,12	0,48	75,76	0,37	653
65	5,63	9,39	20%	0,12	0,48	99,65	0,49	3850
66	6,27	10,43	12,50%	0,08	0,30	77,04	0,37	23143
67	6,54	10,41	12,50%	0,08	0,30	80,21	0,39	26590
68	6,14	10,42	12,50%	0,08	0,30	75,37	0,37	61044

TABELA 4.10 – Resultados dos ensaios de fadiga da mistura asfáltica da pista n° 2 (CAP 20).



<i>Mistura:</i>		<i>Mistura CAP 20- Pistas Experimentais da UFRGS</i>						
<i>RT (MPa)=</i>		<i>0,6</i>						
Nº CP	h (cm)	d (cm)	% RT	TT (MPa)	Dif. T (MPa)	Carga (Kgf)	Pressão	Nº Ciclos
36	6,14	10,23	95%	0,57	2,28	562	2,75	92
39	6,05	10,20	95%	0,57	2,28	553	2,70	91
52	5,54	10,17	95%	0,57	2,28	504	2,47	89
45	6,38	10,19	85%	0,51	2,04	521	2,55	373
47	6,27	10,25	85%	0,51	2,04	515	2,52	230
48	6,29	10,21	85%	0,51	2,04	514	2,52	87
49	6,35	10,26	65%	0,39	1,56	399	1,95	327
50	6,20	10,23	65%	0,39	1,56	389	1,90	862
51	6,18	10,21	65%	0,39	1,56	387	1,89	2326
53	6,13	10,23	50%	0,30	1,20	296	1,45	1115
54	5,74	10,23	50%	0,30	1,20	277	1,35	178
55	6,34	10,22	50%	0,30	1,20	305	1,49	3222
60	5,66	9,38	40%	0,24	0,96	200	0,98	365
61	6,44	9,40	40%	0,24	0,96	228	1,12	1204
62	6,31	9,37	40%	0,24	0,96	223	1,09	809
63	4,74	9,40	20%	0,12	0,48	84	0,41	5006
64	4,61	9,38	20%	0,12	0,48	82	0,40	2149
65	4,61	9,38	20%	0,12	0,48	82	0,40	2590
66	6,61	10,41	12,5%	0,08	0,30	81	0,39	479866
67	6,53	10,40	12,5%	0,08	0,30	80	0,39	1000000
68	6,23	10,41	12,5%	0,08	0,30	76	0,37	698445

4.3.5 Ensaio de condutividade hidráulica

Nas Figuras 4.19 e 4.20 são apresentados respectivamente os valores de condutividade hidráulica – K (cm/s), obtidos para cada amostra no ensaio e a média dos valores obtidos para ambas as misturas. Pode-se verificar que a mistura da pista n° 1 (SBS 3%) apresentou maior condutividade hidráulica que a mistura da pista n° 2 (CAP 20) em todas as amostras ensaiadas, provavelmente por apresentar um maior volume de vazios,

conforme pode-se verificar nas Tabelas 4.4 e 4.5 das densidades apresentadas anteriormente. Segundo os resultados de condutividade hidráulica obtidos por Homem (2002), em misturas asfálticas porosas com índices de vazios da ordem de 22%, verificou-se que estas apresentaram uma condutividade hidráulica aproximadamente 100 vezes maior que as misturas estudadas nesta pesquisa, cujo intervalo de variação do índice de vazios foi de 5 a 12% (ver Tabelas 4.4 e 4.5), mostrando a coerência dos resultados obtidos.

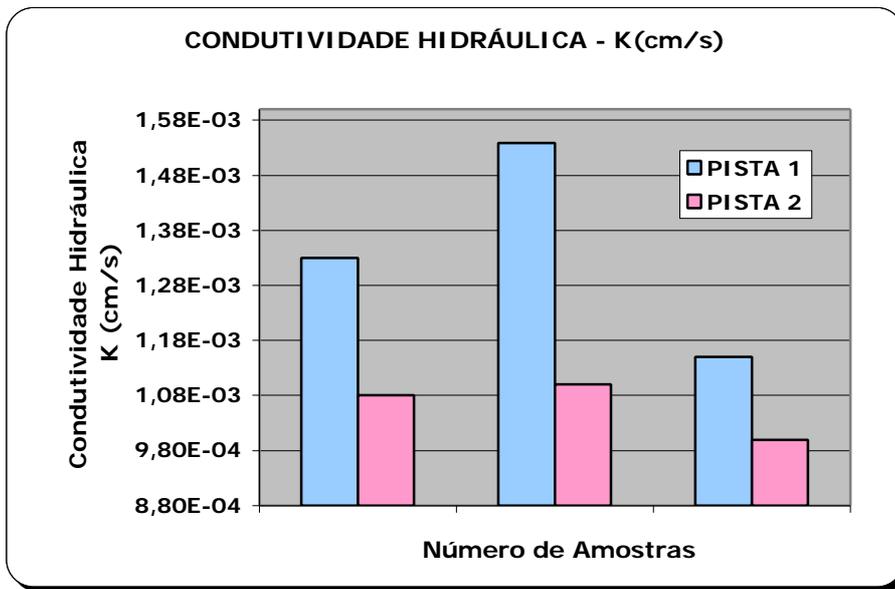


FIGURA 4.19 – Valores de condutividade hidráulica de cada amostra ensaiada

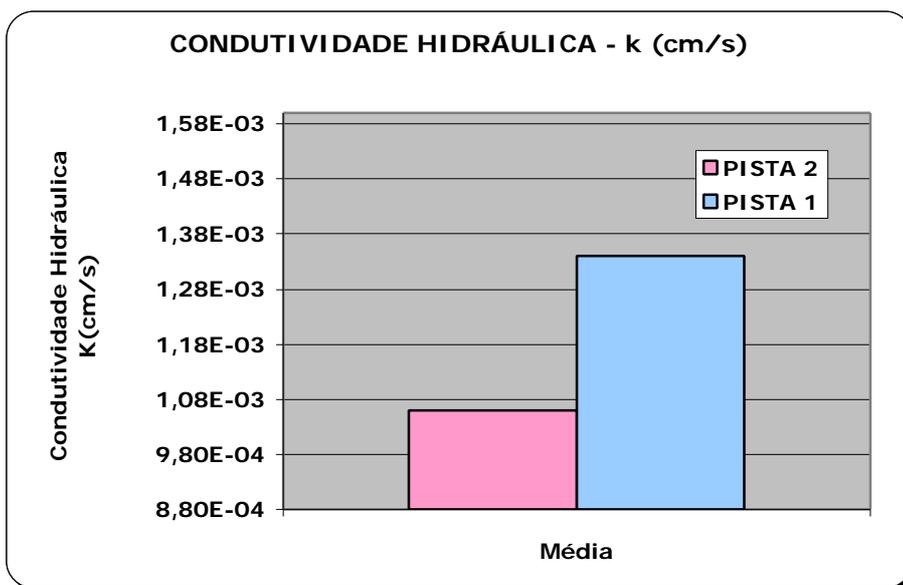


FIGURA 4.20 – Valores médios de condutividade hidráulica

4.3.6 Ensaio de deformação permanente

Na Tabela 4.11 estão apresentados os resultados dos ensaios de deformação permanente. O gráfico da Figura 4.21 apresenta os valores médios de deformação permanente específica para ambas as misturas estudadas. Conforme pode-se avaliar, a média dos valores de deformação específica permanente (mm/mm) é praticamente a mesma para ambas as misturas, sendo a mistura da pista 2 (CAP 20) apenas 5,26% superior a pista 1(SBS 3%). Cabe ressaltar que os resultados deste ensaio são qualitativos e o nível de deformações atingido depende da temperatura de realização do ensaio, e das condições de carregamento. Neste estudo não foi possível recomendar uma deformação permanente crítica, tendo em vista que precisaríamos realizar um número maior de ensaios e também obter a correlação entre os resultados de laboratório e os resultados de campo.

TABELA 4.11 – Resultados dos ensaios de deformação permanente

PISTA 1		
h (mm)	Deformação Permanente mm	Deformação Permanente (mm/mm)
62,0	2,77	0,045
55,0	1,23	0,022
58,9	2,49	0,042
52,3	1,90	0,036
51,5	1,55	0,030
55,9	2,22	0,040
Média	2,03	0,036

PISTA 2		
h (mm)	Deformação Permanente mm	Deformação Permanente (mm/mm)
52,0	1,16	0,022
59,5	4,29	0,072
53,2	1,27	0,024
50,5	2,05	0,041
58,0	2,11	0,036
62,0	2,15	0,035
Média	2,17	0,038

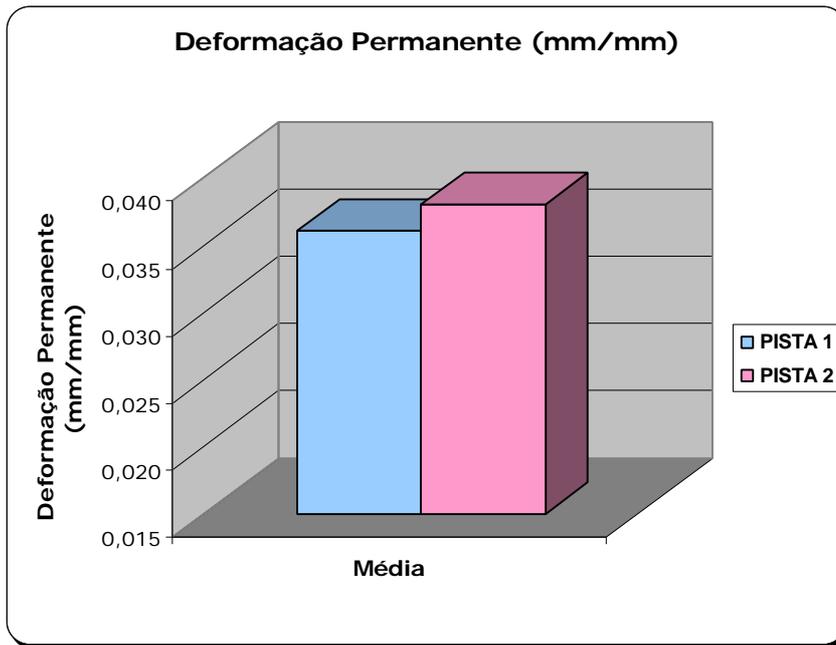


FIGURA 4.21 – Valores médios de deformação permanente específica

4.3.7 Correlação dos resultados de módulo de resiliência, resistência à tração e deformação permanente específica com o volume de vazios das misturas estudadas

Nas Figuras 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26 e 4.27 são apresentados gráficos que mostram a correlação entre o módulo de resiliência, a resistência à tração, a deformação permanente específica e o volume de vazios das misturas estudadas. Verifica-se que, em relação ao módulo de resiliência, a resistência à tração e a deformação específica permanente, ambas as misturas apresentaram a mesma tendência de comportamento em relação ao volume de vazios. Pode-se concluir que quanto maior o volume de vazios das misturas asfálticas menor o módulo de resiliência e sua a resistência à tração, e em relação à deformação específica permanente verificou-se que existe um certo intervalo de vazios para o qual a mistura asfáltica é mais estável.

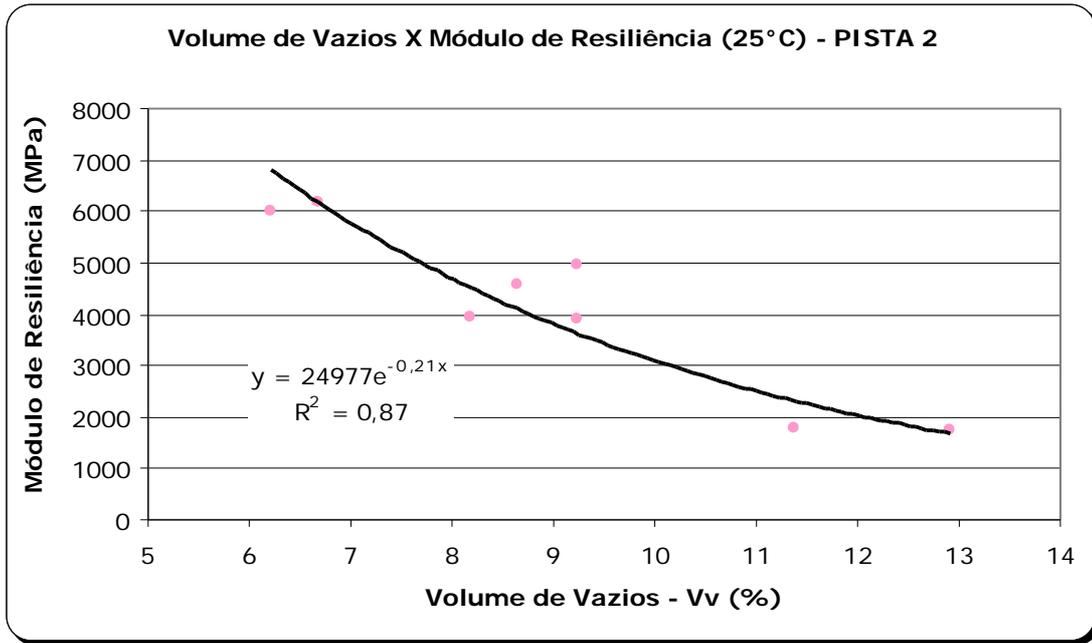


FIGURA 4.22 – Correlação entre o módulo de resiliência (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº2 (CAP 20)

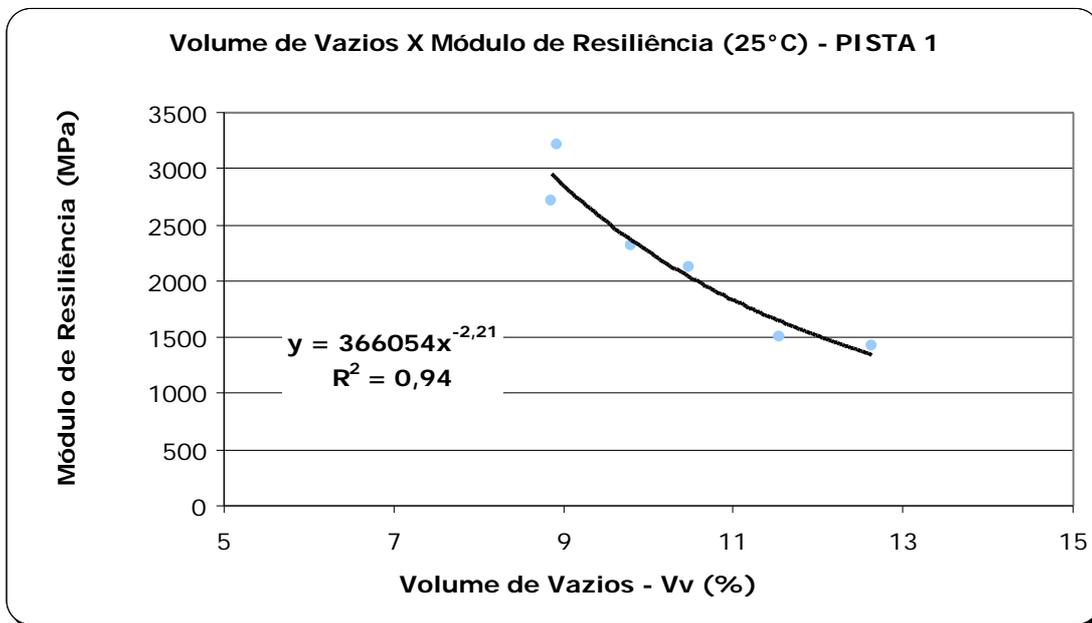


FIGURA 4.23 – Correlação entre o módulo de resiliência (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista nº1(SBS 3%).

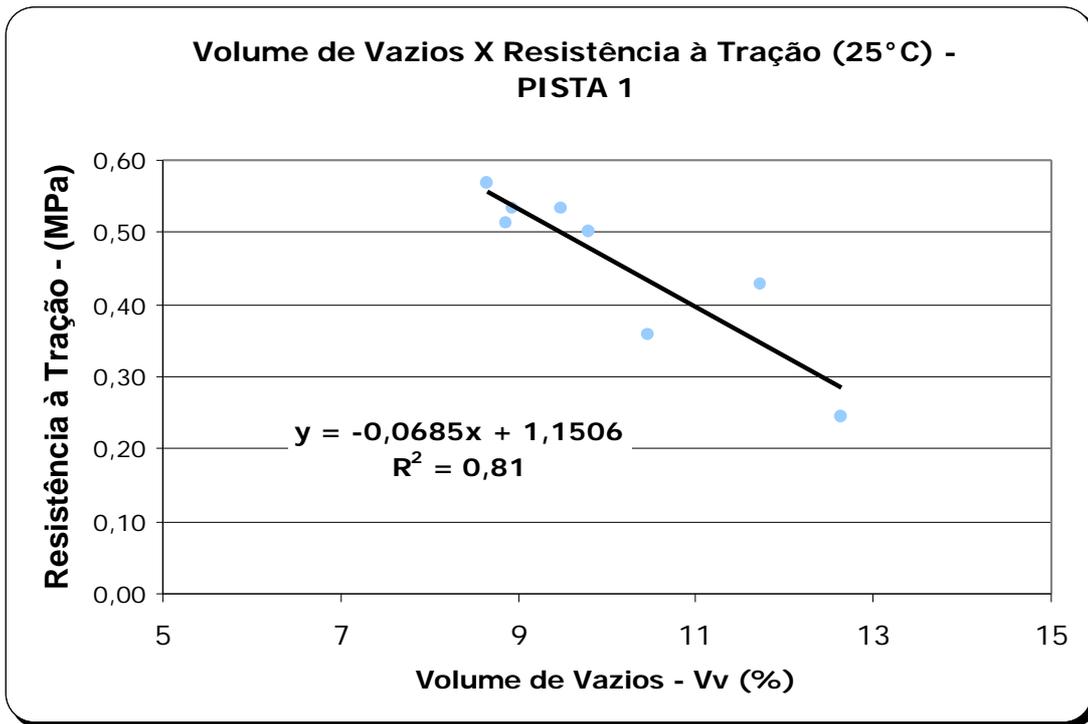


FIGURA 4.24– Correlação entre a resistência à tração (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista n°1 (SBS 3%).

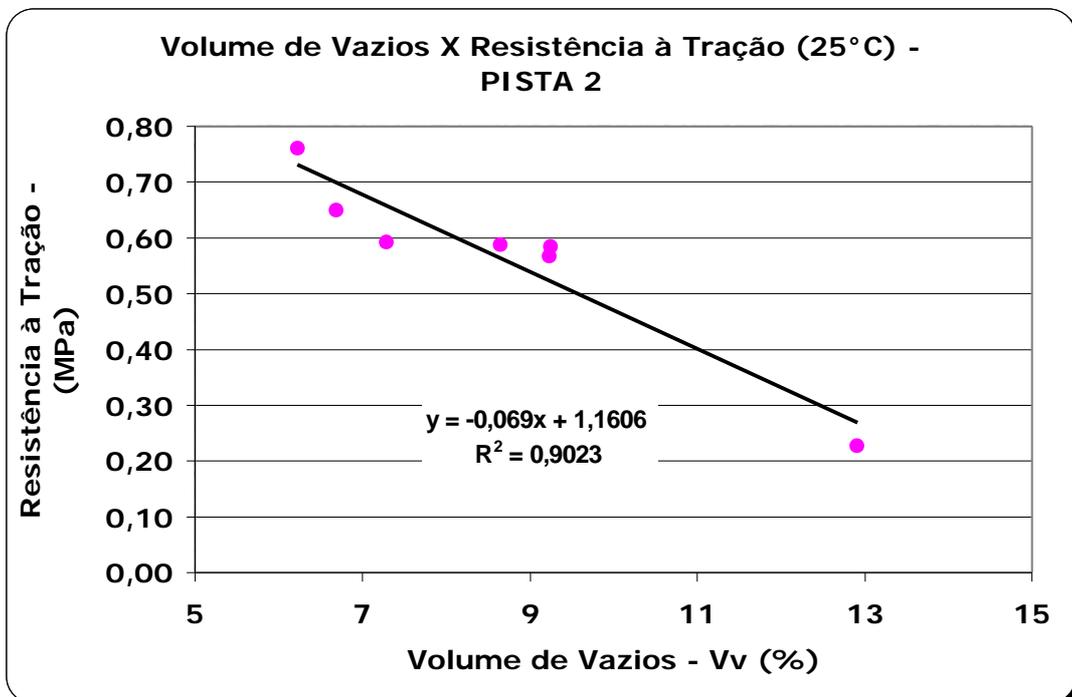


FIGURA 4.25 – Correlação entre a resistência à tração (25°C) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista n° 2 (CAP 20).

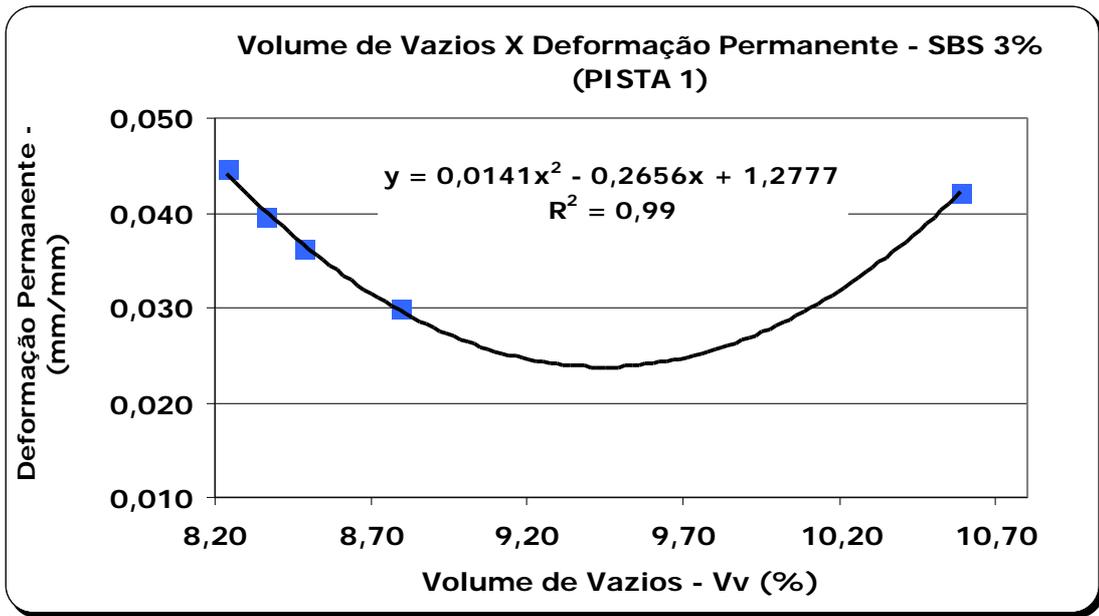


FIGURA 4.26 – Correlação entre a deformação específica (mm/mm) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista n°1 (SBS 3%)

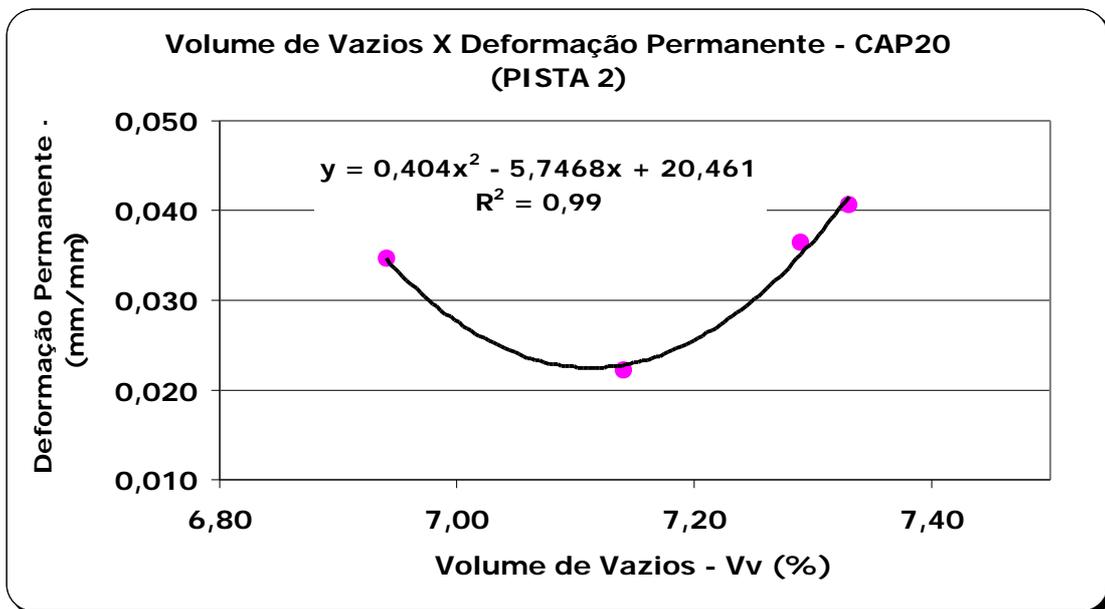


FIGURA 4.27 – Correlação entre a deformação específica (mm/mm) e o volume de vazios da mistura asfáltica da pista n°2 (CAP 20).

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONCLUSÕES

A análise e interpretação dos resultados dos ensaios realizados e apresentados nos capítulos anteriores, bem como a avaliação dos resultados relatados na literatura, permitiram estabelecer as seguintes conclusões acerca deste programa experimental:

- a) Quanto aos aspectos gerais na fase dos projetos das misturas:
 - ◇ Analisando os resultados dos ensaios Marshall em conjunto com os ensaios de Módulo de Resiliência e Resistência à Tração, verificou-se que as misturas com o asfalto modificado apresentaram, de um modo geral, um desempenho superior às misturas com asfalto convencional. Pode-se perceber com estes resultados os benefícios que a incorporação dos polímeros proporcionou às misturas asfálticas, melhorando suas propriedades de fluência, resistência, adesão e coesão agregado/ligante.
 - ◇ Os resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência foram equivalentes para ambas as misturas, verificando-se valores decrescentes de módulos de resiliência com o aumento do teor de ligante.
 - ◇ As misturas com asfalto modificado apresentaram resistências à tração superiores à mistura com asfalto convencional, da ordem de 13%.
 - ◇ Verifica-se que, apesar do método Marshall ser um método empírico e incompleto na avaliação das propriedades mecânicas de uma mistura asfáltica, parece ser ainda um instrumento importante, quer seja complementando outros métodos de ensaios mais racionais, quer seja controlando a qualidade das misturas asfálticas produzidas.

b) Quanto aos ensaios realizados com os corpos de prova extraídos das pistas experimentais:

- ◇ Após análise dos resultados de caracterização dos ligantes utilizados na construção das seções experimentais na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS – DAER/RS, apresentados no capítulo 3, considera-se que provavelmente ambas as misturas sofreram processo de oxidação do ligante durante o processo de usinagem.
- ◇ Analisando a tabela das densidades aparentes dos corpos de prova verificou-se que as densidades aparentes de campo são inferiores as densidades aparentes de projeto, com exceção de três corpos de prova da pista nº 2 (CAP 20). Como normalmente as temperaturas de espalhamento e compactação no campo são inferiores às utilizadas na compactação dos corpos de prova no laboratório, é esperado que as densidades de campo sejam menores que as de projeto, mas não tão inferiores como foi observado principalmente nos corpos de prova extraídos da pista nº 1 (SBS 3%). Os baixos valores das densidades aparentes de campo em relação aos de projeto indicaram consequentemente um maior volume de vazios e baixo grau de compactação das misturas estudadas.
- ◇ Analisando os gráficos da relação grau de compactação, volume de vazios e espessura, de ambas as pistas, pode-se verificar que quanto maior a espessura, maior o grau de compactação e menor o volume de vazios. Este fato deve-se provavelmente a perda maior de temperatura que ocorre durante a compactação de pistas de menores espessuras.
- ◇ Em relação aos resultados dos ensaios de módulo de resiliência, verificou-se elevada suscetibilidade térmica das misturas, retratada pela diminuição significativa dos módulos de resiliência à medida que se variavam as temperaturas dos ensaios de 10°C, 25°C e 40°C. Os valores dos módulos de resiliência da mistura da pista nº 1 (SBS 3%) foram um pouco superiores à mistura da pista nº 2 (CAP 20), com exceção dos corpos de prova que foram extraídos da pista com 4cm de espessura. Considerando

a média dos resultados, as misturas estudadas apresentaram praticamente o mesmo desempenho.

- ◇ Os valores encontrados para a resistência à tração por compressão diametral da mistura da pista nº 2 (CAP 20), foram um pouco superiores à mistura da pista nº 1, na ordem de 7% para a espessura de 6cm, e 8% para a espessura com 8cm. Com relação aos corpos de prova extraídos da pista com 4cm de espessura, a mistura da pista nº 1 (SBS 3%) apresentou uma resistência à tração na ordem de 32% superior à mistura da pista nº 2 (CAP 20). Considerando a média dos resultados, as misturas estudadas apresentaram praticamente o mesmo desempenho.
- ◇ Verifica-se que a relação MR/Rt de campo foi superior as correspondentes encontradas em misturas de laboratório, isto deve-se ao fato que a resistência à tração das misturas de campo está bem abaixo das definidas em laboratório como consequência principalmente de se ter atingido valores de volume de vazios bem abaixo dos esperados na execução das pistas
- ◇ No ensaio Cantabro a mistura da pista nº 1 (SBS3%) apresentou maior desgaste que a mistura da pista nº 2 (CAP 20), provavelmente por possuir uma estrutura mais frágil decorrente da pouca adesão e coesão do sistema agregado/ligante, consequência da oxidação, e seu maior volume de vazios.
- ◇ Quanto aos ensaios de fadiga, verificou-se que para pequenos níveis de tensões induzidas ($\Delta\sigma < 1$) ocorre um aumento da vida de fadiga para a mistura da pista nº 2 (CAP 20), isto é, apresentou melhor desempenho à cargas repetidas sob tensão controlada. Tendo em vista a alta dispersão dos resultados do número de repetições de carga para a mesma variação de tensões, que ocorre devido à grande variabilidade das densidades aparentes dos corpos de prova extraídos das pistas, torna-se difícil analisar o desempenho destas misturas quanto à vida de fadiga.
- ◇ Quanto aos ensaios de condutividade hidráulica, a mistura da pista nº 1 (SBS 3%) apresentou maior condutividade hidráulica que a mistura da pista

n° 2 (CAP 20). Pode-se concluir que a maior condutividade hidráulica das misturas com asfalto modificado está diretamente relacionada com seu maior volume de vazios.

- ◇ Quanto ao ensaio de deformação permanente, verificou-se que as misturas apresentaram praticamente os mesmos valores de deformação específica permanente e uma mesma tendência de comportamento em relação ao volume de vazios. Pode-se concluir que existe um certo intervalo de volume de vazios para o qual este parâmetro é mais estável. Cabe ressaltar que os resultados deste ensaio são qualitativos e o nível de deformações atingido depende da temperatura de realização do ensaio e das condições de carregamento. Neste estudo não foi possível recomendar uma deformação permanente crítica, tendo em vista que precisaríamos realizar um número maior de ensaios e também obter a correlação entre os resultados de laboratório e os resultados de campo.
- ◇ Os resultados obtidos com a realização de ensaios de laboratório que caracterizaram o comportamento mecânico das misturas asfálticas e os ensaios de caracterização dos materiais utilizados, em conjunto com as condições climáticas e de tráfego a que estão submetidos, permitem que se faça uma previsão de desempenho destas misturas em relação à evolução dos possíveis mecanismos de degradação.
- ◇ Os resultados desta pesquisa confirmam a importância de se realizar os controles tecnológicos com o maior rigor possível, desde o projeto das misturas até a execução dos revestimentos asfálticos.
- ◇ Quanto à previsão de desempenho das misturas estudadas, verifica-se que em função da baixa resistência à tração, do alto teor de vazios e da provável oxidação do ligante apresentados, pode-se prever que, sob dadas condições climáticas e de tráfego, ocorrerá uma evolução prematura dos mecanismos de degradação destas misturas, tais como trincamento e afundamento de trilha de roda.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- a) O estabelecimento de correlações entre os resultados obtidos no laboratório com os dados obtidos através do simulador de tráfego nas pistas experimentais do CAMPUS da UFRGS.
- b) A realização do ensaio de deformação permanente variando as tensões aplicadas, com o objetivo de adotar a que melhor caracterize o ensaio para misturas densas.
- c) O estudo comparativo do comportamento mecânico de misturas com asfalto modificado com 3% SBS e misturas com asfalto convencional, em condições normais de características dos ligantes.
- d) A realização de ensaios que avaliem o grau de envelhecimento das misturas asfálticas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall**. NBR 12891, 1993.
- AMARAL, S.C. **Estudos de misturas asfálticas densas com agregados do Pará, utilizando asfalto convencional (CAP-40) e asfalto modificado com polímero SBS (BETUFLEX B65/60)**. São Carlos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo – EESC/USP, 2000. 199p.
- ASPHALT HANDBOOK. Asphalt Institute Building, University of Maryland, 1947.
- ASPHALT INSTITUTE. Mix design methods – for asphalt concrete and other hot-mix types. **Manual series n.2** (MS-2), 6.ed., p.55-79, 1995.
- BALBO, J.T. **Pavimentos asfálticos – patologias e manutenção**. São Paulo: Plêiade, 1997.
- BROSSEAUD, Y.; DELORME, J-L., HIERNAUX, R. **Study of permanent deformations in asphalt with help of the LCPC wheel tracking rutting testes: evaluation and future prospects**. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATIONS RESEARCH BOARD, 72., USA, **Anais...**, 1993.
- CAMPOS, O.S. **Análise do comportamento de trecho piloto de revestimento poroso com asfalto modificado por polímero**. São Paulo. Tese (D. Sc. Engenharia) – USP, 1998.
- CERATTI, J.A.; RUWER, P.M.; OLIVEIRA, J.A. **Estudo do comportamento mecânico de concreto asfáltico com ligante modificado com polímero**. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 12., Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo – IBP, **Anais...**, v.1, p.290-303, 1996.
- CHOQUET, F.S.; ISTA, E.J. **The determination of SBS, EVA and APP polymers in modified bitumens**. Edição publicada sob a designação de ASTM/STP 1108, Polymer Modified Asphalt Binders, Kenneth R. Wardlaw and Scott Shuler editors, Philadelphia, EUA, 1992.
- COELHO, V. **Considerações sobre o método Marshall**. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO, 28^a., Aracaju: Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, **Anais...**, v.1, p.233-298, 1992.

- COELHO, V.; SÓRIA, M.H.A. **Influência da granulometria e da temperatura nas deformações permanentes das trilhas de rodas.** In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29^a., Cuiabá: Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, **Anais...**, v.2, p.403-431, 1995.
- COELHO, V.; **Contribuição ao estudo das deformações permanentes, nas condições do Brasil, em camadas de concreto asfáltico de pavimentação.** São Carlos. 281p. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, universidade de São Paulo, 1996.
- CORTE, J-F.; BROSSEAUD, Y.; SIMONCELLI, J-P., CAROFF, G. **Investigation of rutting of asphalt surfaces layers: influence of binder and of configuration or Axle Loagin.** In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, USA, **Anais...**, 1994.
- DAER – DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL. Concreto asfáltico. **Separata do Boletim do DAER**, ano XXXIII, n.101-104, 1970. 96p.
- DAER – DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO RIO GRANDE DO SUL. **Manual de Ensaios**, v.2, 2001.
- DER – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO PARANÁ. Concreto asfáltico. **Boletim Técnico**, n.8, 1999. 153p.
- DER - DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. Método de ensaio M 120-60, **Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall.** In: Métodos de ensaio. São Paulo, DER/SP, 1974.
- DER - DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. Método de ensaio M 148-60, **Dosagem de misturas betuminosas pelo método da superfície.**7p.
- DNC – DEPARTAMENTO NACIONAL DE COMBUSTÍVEIS. **Regulamento técnico** DNC N° 5/18 de fevereiro de 1993.
- DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Método de ensaio DNER-ME 43-64, **Ensaio Marshall para misturas betuminosas.** Rio de Janeiro, DNER, 1964. 6p.
- DNER- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1997). Especificação de Serviço DNER-ES 313/97, **Pavimentação – Concreto betuminoso – Norma Rodoviária.** Rio de Janeiro, DNER. 16p.
- DNER- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1999). Especificação de Serviço DNER-ES 385/99, **Pavimentação – Concreto asfáltico com polímero.**15p.

- DNER- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1998). **Pesquisa de asfalto modificado por polímeros – Relatório final** Ministério dos Transportes, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Tomo I e II.
- DNER- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1980). **Módulos resilientes de concreto asfáltico**. Rio de Janeiro: IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1980. 55p.
- DNER- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1996). DNER PRO 269/96. **Projeto de Restauração de pavimentos flexíveis – TECNAPAV**. 17p.
- DOMINGUES, F.A.A. **MID – Manual para identificação de defeitos de revestimentos asfálticos de pavimentos**. São Paulo: Felippe Augusto Aranha Domingues Ed., 1993.
- FORETTI, A.C. **Estudo de misturas preparadas com asfalto convencional e asfalto modificado com polímeros**. São Carlos. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – EESC/USP, 1999. 134p.
- FREITAS, F.J.S. **Asfalto modificado com EVA**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., Salvador: Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, **Anais...**, v.1, p.61-74, 1996.
- GONÇALVES, F.I.P. **O desempenho dos pavimentos flexíveis: uma revisão da literatura**. Porto Alegre: UFRGS/CPGEC, 1998. 154p.
- _____. **Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis em concreto asfáltico: construção e instrumentação de seções – teste**. In: REUNIAO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., **Anais...**, v.II, p.950-961, 2000.
- GONTIJO, P.R.A. **A fadiga de misturas betuminosas. Condição essencial no desenvolvimento racional de pavimentos flexíveis**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 15. **Anais...**, 1980. 55p.
- HEINECK, Karla Salvagni. **Estudo do Comportamento Hidráulico e Mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis** Porto Alegre: UFRGS, 2002. (Tese Doutorado).
- HOMEM, Tiago da Rosa. **Comportamento das misturas afálticas porosas com ligantes modificados por polímeros e adição de fibras** Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – UFRGS, 2002. 109p.
- IBP – INSTITUTO BRASILEIRO DO PETRÓLEO. **Informações básicas sobre materiais asfálticos**. 5.ed. rev. Rio de Janeiro:IBP/Comissão de Asfalto, 1994. 68p.
- LIBERATORI, L.A. **Estudos de cimentos asfálticos modificados por asfaltita e sua influência em misturas asfálticas**. Rio de Janeiro. Dissertação (Mestrado) – UFRJ, 2000. 155p.
- MALLICK, R. B., R. e BROWN, E. R. **Potencial of dynamic creep to predict rutting – Engineering Properties of Asphalt Mixtures and the Relationship to their Performance** – pp. 194 – 212 – ASTM STP 1265, Philadelphia, 1995.

- MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: Ed. UFRJ, 1997. 380p.
- MERIGHI, J.V. **Estudo da deformação permanente de misturas asfálticas em ensaios de laboratório**. São Paulo. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica/USP, 1999. 255p.
- MERIGHI, João Virgílio; SUZUKI, Carlos Yuko. **O ensaio de creep dinâmico na previsão da deformação permanente de misturas asfálticas**. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MANUTENÇÃO E RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS E CONTROLE TECNOLÓGICO. **Anais...**, São Paulo, 21-25 maio 2000.
- MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico**. São Paulo. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica/USP, 1998. 259p.
- MONISMITH, C.L.; DEACON, J.A. **Fatigue of asphalt paving mixture**. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, 1969.
- MOTTA, L.M.G. **Contribuição para a estimativa do módulo resiliente de misturas asfálticas**. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 14., **Anais...**, p.30-39, 1998.
- MOTTA, L.M.G. **Catálogo de curvas de fadiga**. Boletim técnico nº 16, Associação Brasileira de Pavimentação – ABPV, Rio de Janeiro, 1995.
- MOTTA, L.M.G.; PINTO, S. **O uso de ensaios estáticos na definição de parâmetros de comportamento das misturas asfálticas**. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 12., **Anais...**, p.152-178, 1994.
- MOTTA, L.M.G.; SÁ, M.F.P.; OLIVEIRA, P.M.F.; SOUSA, A.M. **O ensaio de creep estático e dinâmico na avaliação das misturas asfálticas**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30., Salvador: Associação Brasileira de Pavimentação – ABPV, **Anais...**, v.1, p.115-135, 1996.
- NÚÑEZ, W.P. **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. Porto Alegre. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – CPPGEC/UFRGS, 1997.
- OLIVEIRA, P.M.F.; MOTTA, L.M.G. **Estudo comparativo de misturas preparadas com asfalto-polímero**. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 13., Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo – IBP, **Anais...**, v.1, p.46-59, 1996.
- PÉREZ-JIMÉNES, F. And GORDILLO, J. – **Optimization of Porous Mixes Trough the Use of special Binders** – Transportation Research Record, nº 1265 – pp 59-58 - Transportation Research Council, Washington, 1990.
- PINTO, C.P. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 249p.
- PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Rio de Janeiro. Tese (D. Sc. Engenharia) – COPPE/UFRJ, 1991. 478p.

- _____. **Materiais betuminosos. Conceituação, especificação e utilização.** Rio de Janeiro: IME/RJ, 1998a. 60p.
- _____. **Materiais pétreos e concreto asfáltico: conceituação e dosagem.** Rio de Janeiro: IME/RJ, 1998b. 82p.
- _____. **Curso de avaliação estrutural de pavimentos asfálticos.** Rio de Janeiro: IBP – Instituto Brasileiro de Petróleo, 2-4 ago. 2000.
- PINTO, J. A V. **O que são asfaltos modificados com polímeros?** In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 4ª, Maceió-AL, Associação Brasileira de Pavimentação-ABPV, Anais. v. 1, p. 278-288, 1993.
- PINTO, S.; GUARÇONI, O.S.; RAMOS, C.R.; MARTINHO, F.G. **Pré-misturado a frio reciclado *in situ*.** In: ENCONTRO DE ASFALTO, 12., Rio de Janeiro, **Anais...**, 1994.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E.S. **Módulos resilientes de concretos asfálticos.** Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Divisão de Pesquisas, 1980. 55p.
- RAMOS, R.R.; LÁO, V.L.; MACEDO, M.M.D. **Asfalto modificado com polímeros – uma opção para melhoria dos asfaltos nacionais** In: ENCONTRO DE ASFALTO, 13., Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo – IBP, **Anais...**, v.1, p.60-82, 1996.
- REIS, R.M.M.; SANTO, N.R.E. **Por que empregar asfalto modificado com polímeros** São Paulo: Ipiranga Asfaltos, n.2, p.1-9, 1998.
- SÁ, Maria de Fátima Pereira de. **Estudo da deformação permanente das misturas betuminosas através de ensaios estáticos e dinâmicos.** Tese M. Sc., COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1996.
- SANTANA, H e GONTIJO, P. R. A – “**Seleção dos Tipos de CAP necessários à Pavimentação no Brasil**”, ABEDA, 1984.
- SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação.** São Paulo: Pini, 1997. 746p.
- SILVA, L.S. **Preparação e caracterização de ligantes asfálticos modificados com polímeros.** Porto Alegre. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEM/UFRGS, 2000. 111p.
- SOUZA, M.L. **Pavimentação rodoviária.** Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1980.
- SPECHT, L.P. **Estudo de misturas asfálticas modificadas com borracha** Porto Alegre: Seminário de Doutorado – UFRGS, 2000.
- VAN DE LOO, P.J. **Practical approach to the prediction of rutting in asphalt pavements:** The Shell Method Transportation Research Record 616, p.15-21, 1976.